



REPUBLIQUE ALGERIENNE  
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT  
SUPERIEUR



ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique

Par :

**BRAHIMI Hassen**

Intitulé :

**Étude de l'Influence de l'Eau  
sur la Stabilité des Pentes : Cas du  
Chemin Communal de Ouled Sidi  
Mansour**

Soutenu le : 24/06/2023 Devant le jury composé de :

**KHEMISSA Mohamed**

Université de M'sila

President

**LAHMADI Azzeddine**

Université de M'sila

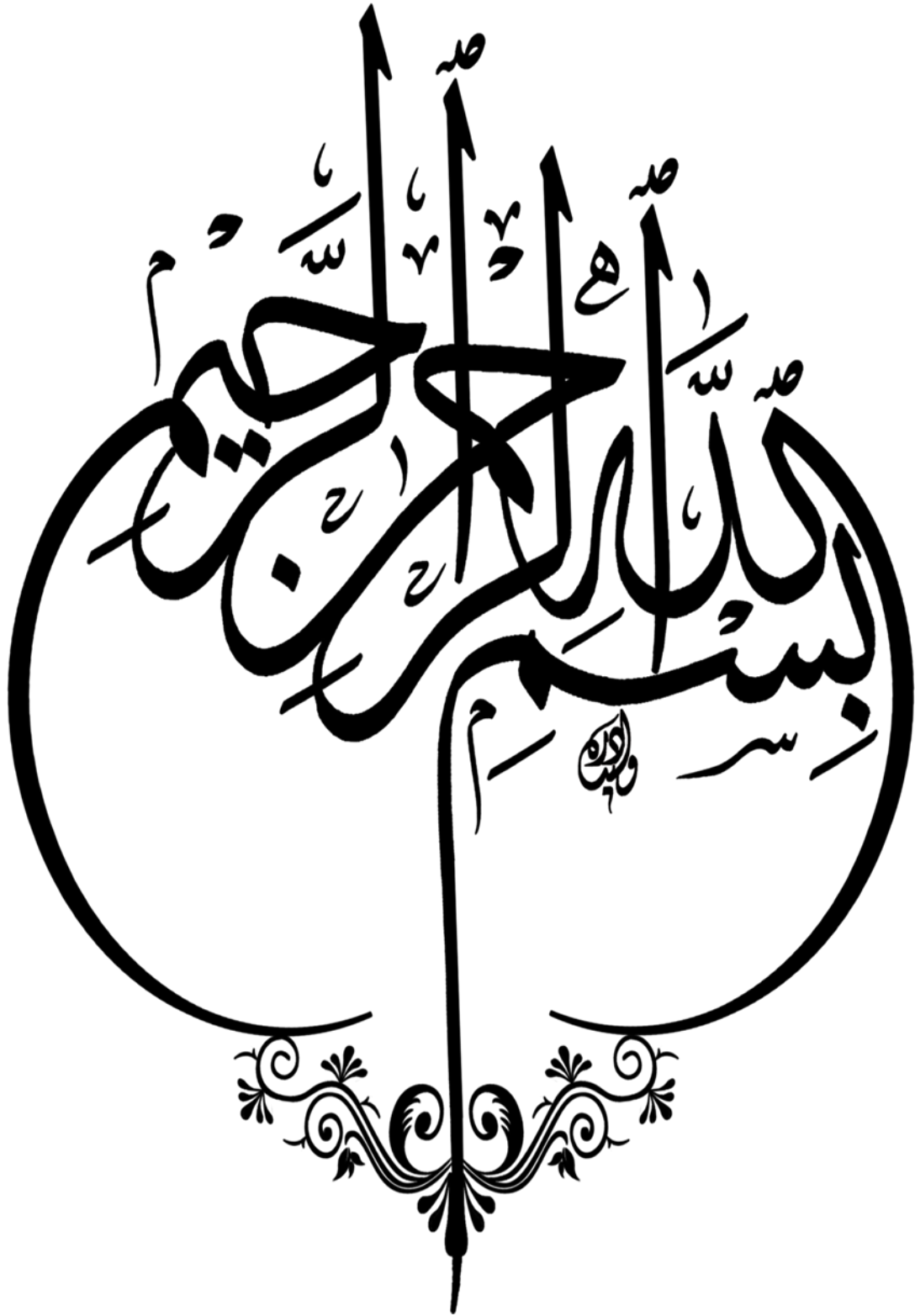
Encadreur

**SEDDIKI Ahmed**

Université de M'sila

Examinateur

Année universitaire : 2022/2023



# REMERCIEMENTS

En présentant ce travail, j'ai le plaisir d'exprimer, en premier lieu, ma profonde gratitude envers Allah, Le Tout-Puissant, de nous avoir accordé toutes les choses nécessaires : le courage et la force pour mener à bien ce travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce projet de fin d'études, en particulier :

Mr. LAHMADI Azzeddine, je vous adresse mes remerciements les plus sincères pour votre gentillesse, votre aide précieuse tout au long de notre travail, ainsi que pour avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

Tous les enseignants qui nous ont dispensé leur enseignement tout au long de notre parcours universitaire, en particulier les enseignants de la spécialité "Géotechnique" (Génie Civil), pour leurs conseils et orientations précieux tout au long de nos recherches.

Nous exprimons notre respect envers les membres du jury qui ont eu l'honneur d'apprécier et d'accepter d'évaluer notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué au succès de cette étude. Nous espérons qu'ils trouveront dans ces mots l'expression de notre sincère gratitude.

# DEDICASE

Je dédie ce précieux travail en signe de respect et de reconnaissance à

Mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers

De moi et de mon travail.

Que Dieu les protège.

À mes frères et mes sœurs.

À mes deux grandes mères.

À tous mes oncles et tantes.

À tous mes cousins et cousines.

À tous les membres de la famille BRAHIMI

À tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de la section GEOTECHNIQUE.

À tous ceux qui me sont chers.

À tous les enseignants de l'université de M'sila, en particulier ceux de la faculté de TECHNOLOGIE.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

# SOMMAIRE

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des notations

## Sommaire

<b>I.2. Définition d'un glissement de terrain :</b> .....	19
<b>I.3.1. Glissements plans :</b> .....	20
<b>I.3.2. Glissements rotationnels ou circulaires :</b> .....	21
<b>a/ Glissements rotationnels simples :</b> .....	22
<b>b/ Glissements rotationnels complexes :</b> .....	22
<b>I.4. Principales causes de glissements :</b> .....	23
<b>I.4.1. La nature du terrain :</b> .....	23
➤ <b>Géométrie de terrain :</b> .....	23
➤ <b>Résistance au cisaillement des sols ou des roches :</b> .....	24
<b>I.4.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol Actions hydrauliques :</b> .....	24
➤ <b>Les actions climatiques et anthropiques:</b> .....	25
➤ <b>Pluie, neige, évapotranspiration:</b> .....	25
➤ <b>Séismes :</b> .....	25
<b>I.4.3. Constructions sur pente :</b> .....	25
<b>I.4.4. Déblai sur pente:</b> .....	25
<b>I.5. Mécanismes de rupture des talus :</b> .....	26
<b>I.6. Reconnaissance géotechnique des terrains :</b> .....	26
➤ <b>Essais de laboratoire :</b> .....	26
➤ <b>Essais in situ :</b> .....	27
➤ <b>Sondages et prélèvements d'échantillons :</b> .....	27
<b>I.6. Notion de coefficient de sécurité :</b> .....	27
<b>I.6.1. Phénomène de stabilité globale [12] .....</b>	28
<b>I.6.2. Calcul du coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire Calcul du coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire :</b> .....	29
<b>I.6.2.1. Méthodes de calcul :</b> .....	29
<b>I.7. Paramètres de résistance au cisaillement [14] .....</b>	31

# SOMMAIRE

I.7.1. Généralité :	31
I.7.2. Contraintes sur un plan de cisaillement :	31
I.7.3. Critère de rupture de Mohr – Coulomb :	32
I.7.4. La mesure des paramètres de résistance au cisaillement :	33
I.8. Méthodes d’analyse de la stabilité des talus [15]:	33
I.8.1. Méthodes de calcul en équilibre limite :	34
I.8.1.1. Méthode de FELLENIUS :	35
I.8.1.2. Méthode de BISHOP simplifiée.....	36
I.8.1.3.Méthode des PERTURBATIONS : (ou méthode RRT).....	37
I.8.2.Méthodes graphiques à l’aide d’abaques :	37
I.8.3. Méthode de calcul en déformation :	38
a/ Approche de calcul pseudo-statique :	39
b/ Approche de calcul dynamique direct :	39
C/Réglementation parasismique Algérienne :	39
I.9. Les Méthodes de Confortement des Pentés Instable [17]	40
I.9.1. Introduction :	40
I.9.2. Méthodes de confortement des talus:	41
A. Drainage: .....	41
B.Modifications géométriques: .....	44
C.Renforcement :.....	44
D.Techniques de remblai renforcé : .....	46
I.10. Exemples d’instabilités de versants naturels :	46
a)La Clapier (France) .....	46
b)Ruine de Séchilienne en Isère (France).....	47
C) Glissement de Kaikoura, New Zeland (2016) [22] .....	48
I.11. Conclusion :	48
II.1. Introduction :	50
II.2. Présentation du logiciel OptumG2 : [20].....	50
II.2.1. Définition optumG2.....	50
II.2.2. Les fonctionnalités et les types d'analyse d'OptumG2 incluent:.....	51
II.2.3. Limites supérieure et inférieure :.....	51
II.2.4. Amélioration automatique du maillage adaptatif : .....	52
II.2.5. Types d'analyses intégrées : .....	52
II.3.La Méthode des éléments finis :	52
II.3.1 Objectifs du cours de la MEF :	52

# **SOMMAIRE**

II.3.2. Domaines d’application de la MEF en Géotechnique :.....	53
II.4. Logiciel TALREN [23] .....	53
III.1.Introduction: .....	56
III.2.Etude géotechnique du glissement de terrain: .....	56
III.3. Resultats des essais de laboratoire: .....	58
III.4.L'analyse de la stabilité : .....	60
III.5.Apres le calculs :.....	61
III.5.1. Calculs par la MEF (Optum G2) :.....	61
III.5.1.L'état initial (état 1) par la méthode de MEF (OPTUM G2) :.....	61
III.5.2.L'état 2 par la méthode MEF : .....	63
III.5.2. Calculs par la méthode classique(Talren) : .....	64
III.5.3.1.L'état initial (état 1) par la méthode de Bishop: .....	64
III.5.3.2. L'état initial (état 1) par la méthode de Fellenius:.....	65
III.5.4.L'état 2 par la méthode de Bishop: .....	65
III.5.4.L'état 2 par la méthode de Fellenius:.....	66
III.6.Stabilité d'une pente chargée sismiquement : .....	66
III.7.Pente soumise à des infiltrations non confinées : .....	68
III.8. Les méthodes de confortementdans ce cas : .....	70
III.3.8.1.Remarques.....	74

## Liste des Figures :

### Chapiter01

<b>Figure 1:</b> Image illustrant les parties d'un glissement de terrain.....	20
<b>Figure 1.1:</b> Glissement plan.....	21
<b>Figure 1.2:</b> Glissement rotationnel.....	22
<b>Figure 1.3:</b> Glissements rotationnels simples.....	22
<b>Figure 1.4:</b> Mouvement complexe de type glissement rotationnel.....	23
<b>Figure 1.5 :</b> Un modèle pour représenter le problème de stabilité globale qui est étudié.....	29
<b>Figure 1.6 :</b> Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable.....	30
<b>Figure 1.7 :</b> Cercle de Mohr.....	32
<b>Figure 1.8 :</b> Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Sols pulvérulents.....	32
<b>Figure 1.9 :</b> Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.....	33
<b>Figure 1.10 :</b> Illustration de la division d'un talus en tranches et le bilan des forces qui agissent sur une tranche donnée.....	34
<b>Figure 1.11 :</b> Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.....	35
<b>Figure 1.12 :</b> Schéma de calcul selon la méthode de JANBU.....	37
<b>Figure 1.13 :</b> Abaques de stabilité selon la méthode de JANBU.....	38
<b>Figure 1.14 :</b> Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente.....	39
<b>Figure 1.15 :</b> Schéma d'un éperon drainant et d'un masque drainant.....	42
<b>Figure 1.16 :</b> Coupe type d'une tranchée drainante.....	42
<b>Figure 1.17 :</b> La technique des drains semi-horizontaux en talus.....	43
<b>Figure 1.18 :</b> Un ouvrage rigide - Le mur poids.....	45
<b>Figure 1.19 :</b> Ouvrage souple - Un gabion.....	45
<b>Figure 1.20 :</b> Les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers.....	47
<b>Figure 1.21 :</b> L'éboulement des Ruines de Séchilienne.....	48
<b>Figure 1.21 :</b> Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande.....	48

## Liste des Figures :

### Chapter02

**Figure 2.1 :** Interface du logiciel OPTUM G2.....51

**Figure 2.2 :** Interface du logiciel TALREN.....54

### Chapter03

**Figure 3.1 :** Vue de la route avec la zone où les instabilités sont visibles (Google Earth)....57

**Figure 3.2 :** Longueur (90m) de glissement (Google Earth).....57

**Figure 3.3 :** Largeur (90 m) de glissement par (Google Earth).....58

**Figure 3.4 :** Chemin communal d'Ouled Sidi Mansour.....58

**Figure 3.5 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 (état initial par la méthode de MEF).....61

**Figure 3.6 :** Résultats de l'analyse numérique du premier état (état initial par la méthode de MEF).....62

**Figure 3.6.1 :** Résultats de l'analyse de déformation du premier état.....62

**Figure 3.7 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 (état 2 par la méthode MEF).....63

**Figure 3.8 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état 2 (état 2 par la méthode MEF).....63

**Figure 3.8.1 :** Résultats de l'analyse de déformation du l'état 2.....64

**Figure 3.9 :** Représentant le cercle de glissement selon Bishop dans l'état 1 (état initial par la méthode de Bishop).....64

**Figure 3.9.1 :** Représentant le cercle de glissement selon Fellenius dans l'état 1.....65

**Figure 3.10 :** Représentant le cercle de glissement selon Bishop dans l'état 2 (état 2 par la méthode de Bishop).....65

**Figure 3.11 :** Représentant le cercle de glissement selon Fellenius dans l'état 2 (état 2 par la méthode de Fellenius).....67

**Figure 3.12 :** Pente chargée sismique.....67

**Figure 3.13 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état Pente chargée sismique.....68

**Figure 3.14 :** Pente soumise à des infiltrations non confinées.....69

**Figure 3.15 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état Pente soumise à des infiltrations non confinées.....69

## ***Liste des Figures :***

- Figure 3.16 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge (20KN/M<sup>2</sup>) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2.....70
- Figure 3.17 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge (20KN/M<sup>2</sup>) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2...70
- Figure 3.18 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge (20KN/M<sup>2</sup>) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2.....71
- Figure 3.19 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge (20KN/M<sup>2</sup>) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2...72
- Figure 3.20 :** Pente soumise à des infiltrations non confinées avec modélisation des solutions proposées.....72
- Figure 3.21 :** Résultats de l'analyse numérique Pente soumise à des infiltrations non confinées avec modélisation des solutions proposées.....73

## ***Liste des Tableaux***

Tableau 2:Formules de calcul Coefficients de sécurité [11] .....	28
Tableau 3:Teneur en eau NA 5209/2017, densité des échantillons NA 5210-1992 .....	59
Tableau 4:Limites d'Atterberg : NF P 94-051 .....	59
Tableau 5:Analyse granulométrique : NA 5232-2007 .....	59
Tableau 6:Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casa grande NA16218/2006 .....	59
Tableau 7:Analyse chimique sommaire .....	60
Tableau 8:Essai oedométrique « Essai de compressibilité » NF XP P94-090-1.....	60
Tableau 9:Les caractéristiques géotechnique de le pente étudiée .....	61

### ***Liste des symboles :***

$\gamma_h$ : Poids volumique humide.

$\gamma_d$ : Poids volumique sec.

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains solide.

$\gamma'$  : Poids volumique déjàugé.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau.

$e$  : L'indice des vides.

$n$  : La porosité.

$W$  : Teneur en eau.

$C_u$  : Coefficient d'uniformité de Hazen.

$C_c$  : Coefficient de courbure.

$W_p$  : La limite de plasticité.

$W_L$ : la limite de liquidité.

$I_p$ : L'indice de plasticité.

$I_L$ : L'indice de liquidité.

$I_c$ : L'indice de consistance.

$S_r$  : Degré de saturation.

$\sigma$  : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

$C_g$  : L'indice de gonflement.

$E_M$  : Le module de déformation.

$P_L$  : La pression limite pressiométrique.

$\sigma_v$  : La contrainte totale verticale.

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

$K_a$  : Coefficient de poussée.

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte limite à la traction.

$\sigma_b$  : Contrainte ultime de compression

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### ***Liste des symboles :***

$k_p$  : Le facteur de portance.

$C_e$  : L'efficacité de groupe de pieu.

$W_i$  : le poids de la tranche

$F_s$ : coefficient de sécurité

$B$  : L'angle de la pente moyenne que fait le talus avec l'horizontal

$\beta_0$  : L'angle de la pente du cercle de glissement

$\alpha_0$  : L'angle de localisation le centre de cercle du glissement

$\phi'$  : L'angle de frottement du sol glisse

$\alpha$ : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol.

$C$  : Cohésion du sol

$N_\gamma, N_c$  et  $N_q$ : Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol

$i_\gamma, i_q$  et  $i_c$ : Coefficients de l'inclinaison de la charge (effet de l'inclinaison de la charge)

## Résumé :

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité et les méthodes de traitement d'un glissement de terrain sur une pente située dans le village d'Ouled Sidi Mansour, commune de Maadid (Wilaya de M'Sila). Pour ce faire, nous utilisons le logiciel OPTUM G2, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Les résultats numériques ont révélé l'instabilité de la pente sous l'effet de la variation du niveau des eaux souterraines. Cette instabilité est caractérisée par une diminution du coefficient de sécurité, ce qui indique une instabilité accrue de la pente.

Trois solutions ont été proposées pour stabiliser cette pente. Les résultats ont montré que l'utilisation d'un mur en gabion, associée à un système de drainage des eaux, a considérablement amélioré le coefficient de sécurité. De plus, une réduction relative du mouvement des sols a été observée aux extrémités de la pente.

**Mots clés :** Glissement de terrain ; Stabilité de la pente ; Niveau de la nappe ; méthode des éléments finis ; coefficient de sécurité.

## Abstract:

The objective of this study is to investigate the stability and treatment methods of a landslide on a slope located in the village of Ouled Sidi Mansour, Maadid municipality (Wilaya of M'Sila). To achieve this, we are using the OPTUM G2 software, which is based on the finite element method.

The numerical results have revealed the instability of the slope due to variations in the groundwater level. This instability is characterized by a decrease in the safety factor, indicating an increased instability of the slope.

Three solutions have been proposed to stabilize this slope. The results have shown that the use of a gabion wall, combined with a drainage system, has significantly improved the safety factor. Additionally, a relative reduction in soil movement has been observed at the ends of the slope.

**Keywords:** Landslide; Slope stability; Groundwater level; Finite element method; Safety factor.

## ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة استقرار وطرق معالجة انزلاق التربة على منحدر يقع في قرية أولاد سيدي منصور، بلدية معاضيد (ولاية المسيلة). لتحقيق ذلك، نستخدم برنامج OPTUM G2 الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

أظهرت النتائج العددية عدم استقرار المنحدر بسبب تغير مستوى المياه الجوفية. يتميز هذا عدم استقرار بانخفاض معامل الأمان، مما يشير إلى زيادة في عدم استقرار المنحدر.

تم اقتراح ثلاث حلول لتثبيت هذا المنحدر. أظهرت النتائج أن استخدام جدار غابيون، بالاشتراك مع نظام لتصريف المياه، قد ساهم بشكل كبير في تحسين معامل الأمان. بالإضافة إلى ذلك، لوحظ تقليل نسبي في حركة التربة عند طرفي المنحدر.

**كلمات مفتاحية:** انزلاق التربة؛ استقرار المنحدر؛ مستوى المياه الجوفية؛ طريقة العناصر المحدودة؛ معامل الأمان.



## INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrain sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus fréquents et souvent les plus dangereux à la surface de la Terre. Ils entraînent des modifications naturelles et continues du relief et se produisent généralement de manière imprévisible, notamment lors de séismes, d'explosions souterraines ou sous-marines, etc., ainsi que pendant des périodes de fortes pluies avec des précipitations prolongées, combinées à divers facteurs géologiques et géomorphologiques.

Un mouvement de terrain se produit principalement lorsque la résistance des sols est inférieure aux forces motrices engendrées par la gravité et les eaux souterraines, ou par les activités humaines. L'analyse de la stabilité comporte deux aspects essentiels. Le premier consiste à calculer la stabilité afin de déterminer la courbe où la rupture est la plus probable, tandis que le deuxième aspect concerne le calcul du coefficient de sécurité correspondant. Jusqu'à présent, il n'existe pas de cartes de zonage permettant de classer les zones du territoire en fonction du potentiel de glissement.

L'analyse de la stabilité d'un terrain en cas de glissement est une opération complexe, car de nombreux aspects interagissent entre eux. Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches) et la méthode des éléments finis (MEF). Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur le chemin communal d'Ouled Sidi Mansour, dans la wilaya de M'sila en Algérie. Le mémoire est divisé en trois parties :

La première partie consiste en une étude théorique qui aborde les généralités sur les glissements de terrain, les principales causes d'un glissement de terrain, la méthodologie de l'étude des glissements, les méthodes de calcul de la stabilité des talus et les méthodes de renforcement.

La deuxième partie implique l'amélioration des méthodes de calcul en utilisant les logiciels TALREN et OPTUM G2.

La dernière partie de l'étude comprendra l'analyse de la stabilité de la pente de glissement à Ouled Sidi Mansour, la modélisation et la simulation de la zone de glissement étudiée, ainsi que l'amélioration des traitements et des méthodes de renforcement.

# **PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE**

**CHAPITRE 01**

**GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN**

## I.1. Introduction :

Les problèmes de stabilité de pente peuvent être causés par la nature ou par l'action humaine, et peuvent causer des dommages importants aux versants naturels et artificiels, ainsi qu'aux infrastructures et zones habitées.

L'analyse de la stabilité des talus est un problème important en géotechnique, qui implique la connaissance du site, le choix des caractéristiques des sols, et une estimation de la stabilité vis-à-vis du risque de rupture.

Cette analyse comprend un calcul de stabilité pour déterminer la courbe de rupture et la valeur du coefficient de sécurité.

Lambe [1] rappelait que les résultats obtenus sont le produit de méthodes de mesure pour les paramètres et de méthodes de calcul, et il précisait que les résultats doivent être appréciés en tenant compte de ces deux éléments.

Les caractéristiques des sols sont complexes, variables dans l'espace et dans le temps. De ce fait, les paramètres que l'on doit introduire dans les calculs géotechniques sont souvent mal connus. Il y a de nombreux modèles constitutifs de sols qui existent pour représenter la plupart des comportements de sols réels.

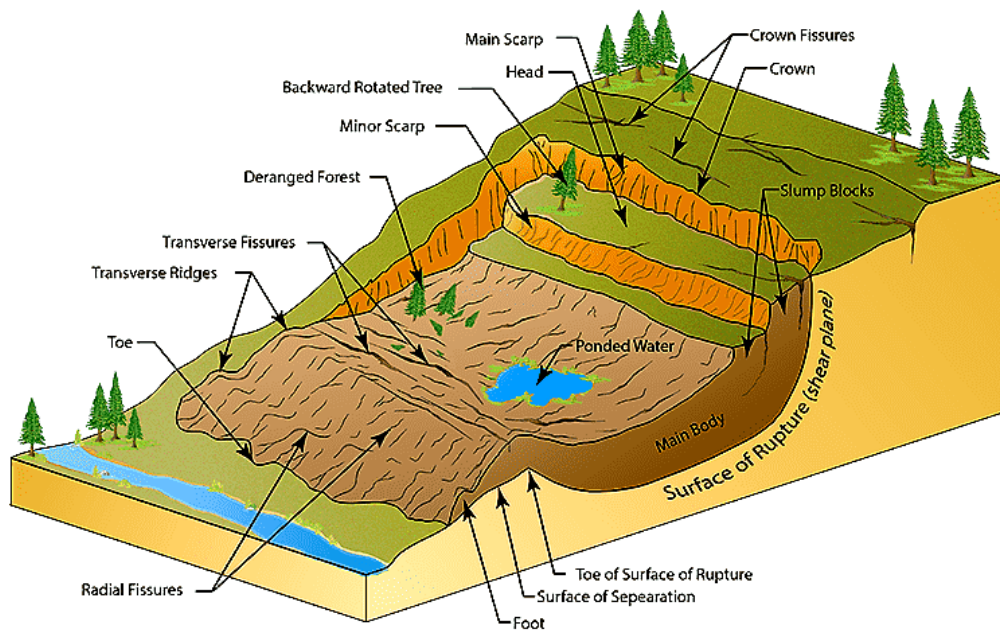
Ces modèles approchés peuvent être utilisés avec une certaine confiance dans les calculs, à condition de bien choisir les valeurs des paramètres [2].

Le comportement des sols est complexe et les équations pour résoudre les problèmes géotechniques, comme la stabilité des talus, sont souvent non linéaires, ce qui rend les prévisions imprécises. Les actions en cours visent à améliorer la prédiction en développant des outils de modélisation plus performants.

Ce chapitre couvre la définition, la terminologie et la classification des glissements de terrain, ainsi que la morphologie et les méthodes de calcul de la stabilité des pentes, telles que la méthode d'équilibre limite et les méthodes numériques.

## I.2. Définition d'un glissement de terrain :

Un glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et ladisposition des couches géologiques, le mouvement est engendre par l'action de gravité de force extérieure (hydraulique ou sismique) ou d'une modification aux conditions aux limites.[3]



**Figure 1:** Image illustre les parties d'un glissement de terrain.[4]

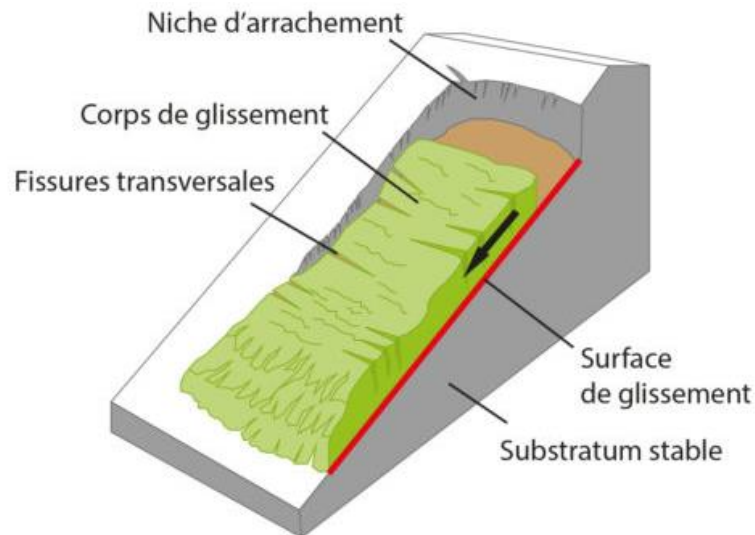
### I.3. Classification des glissements de terrain :

Les formes des glissements de terrain varient en fonction de la configuration du massif et des propriétés des sols, mais leur étude implique des concepts de base qui sont applicables à tous les types de glissements. En conséquence, les études des glissements de terrain sont réparties en deux grandes classes distinctes : [5]

- Glissements plans.
- Glissements rotationnels ou circulaires.

#### I.3.1. Glissements plans :

Ces glissements se produisent soit par cisaillement, soit par translation sur un plan incliné, qui peut être plus ou moins régulier. Dans ces mouvements, la masse en mouvement agit comme un monolithe dont les déformations sont très limitées et se concentrent principalement sur la surface de rupture (comme illustré dans la figure 1.1).

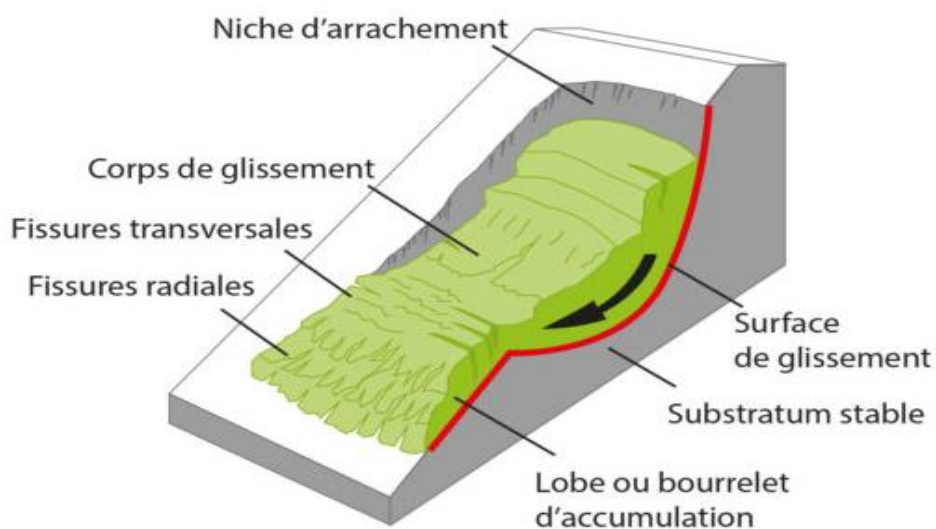


**Figure 1.1 :** Glissement plan.[6]

Dans ce cas, la rupture peut résulter du cisaillement d'une couche présentant une faible résistance ou du glissement le long d'un joint qui sépare deux formations de nature différente. Ce type de glissement est principalement influencé par la structure des formations géologiques qui composent le site, et en particulier par la présence d'une discontinuité inclinée vers l'aval.

### **I.3.2. Glissements rotationnels ou circulaires :**

Ce type de glissement se produit généralement dans un milieu homogène et isotrope, c'est-à-dire qui n'est pas affecté par la présence de discontinuités géologiques planes qui pourraient conditionner la forme et la position de la surface de glissement. La surface de rupture adopte une forme concave qui ressemble à une cuillère, avec une coupe circulaire plus ou moins nette. Cette forme caractéristique a conduit de nombreux calculateurs à considérer que le mouvement ressemble à une rotation de la masse instable autour d'un centre de cercle de glissement (voir la figure 1.2).



**Figure 1.2 :** Glissement rotationnel [6].

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Si un glissement rotationnel est abandonné à lui-même, il a de fortes chances de continuer à se développer en reprenant la rotation sur la même surface de glissement. Dans ce processus, il est fréquent que de nouvelles surfaces de rupture apparaissent, qui sont plus profondes et qui s'emboîtent plus ou moins avec la première surface. On peut distinguer deux types de glissements rotationnels : les glissements rotationnels simples et les glissements rotationnels complexes (ou composés) :

### a/ Glissements rotationnels simples :

Lors des glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Ces glissements sont généralement de faible volume, et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles, en particulier ceux qui sont homogènes et riches en argile. Les glissements rotationnels peuvent également se développer par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope. Ces types de glissements se produisent par rotation autour d'une surface de cisaillement ayant une allure générale de cuillère vaguement sphérique (figure 1.3).

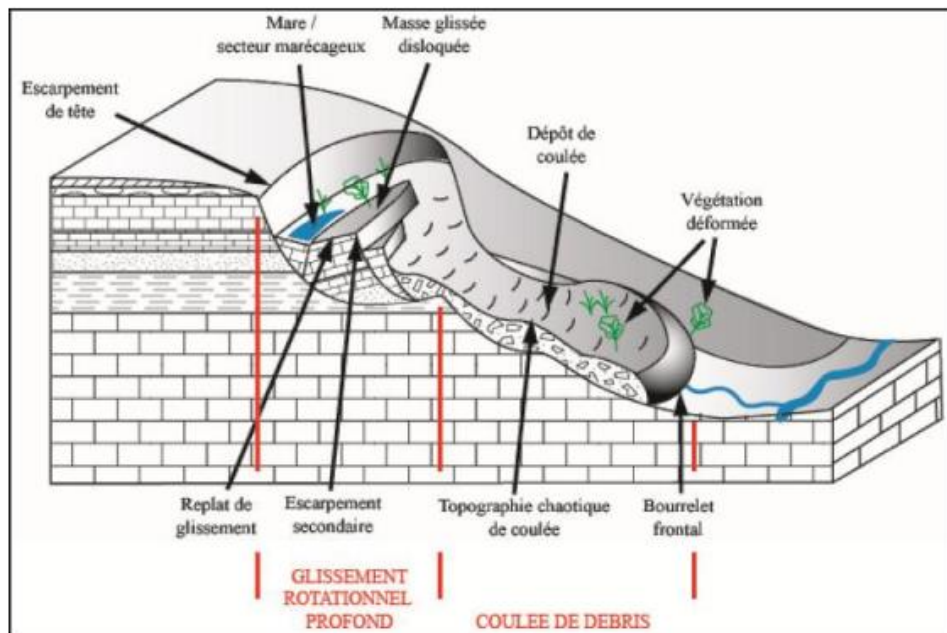
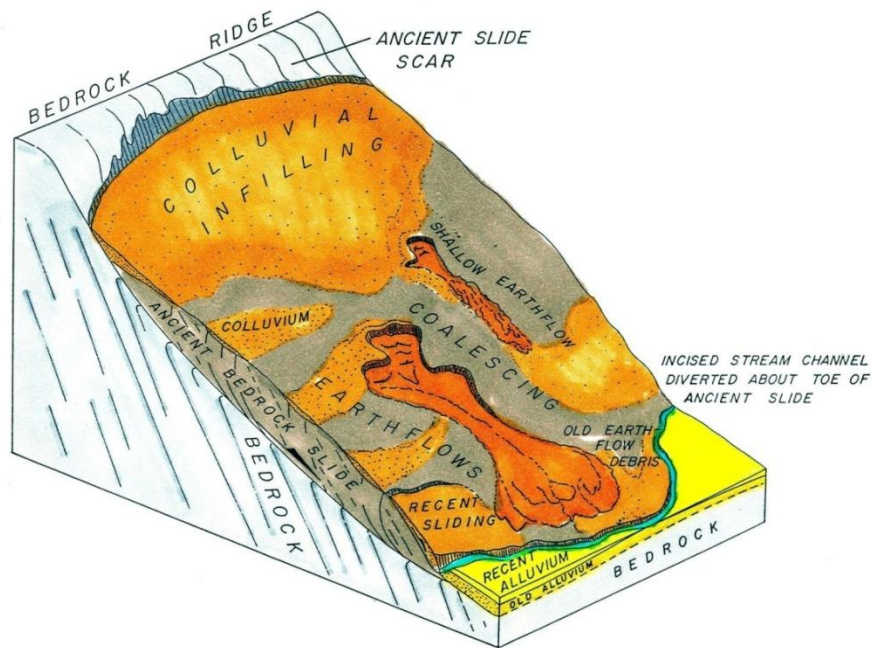


Figure 1.3 : Glissements rotationnels simples [8]

### b/ Glissements rotationnels complexes :

Il est rare de rencontrer ce type de glissement qui se caractérise par une succession de glissements emboîtés les uns dans les autres. Ces glissements sont souvent causés par la suppression de la butée lors du glissement précédent, ce qui entraîne une série de glissements successifs remontant vers l'amont (voir figure 1.4).



**Figure 1.4 :** Mouvement complexe de type glissement rotationnels [7]

Il y a de nombreux glissements où la surface de rupture n'a pas une forme géométrique claire, parfois même complètement irrégulière. Les glissements d'éboulis de pente en sont un exemple. En fait, le décollement d'une couverture se produit le plus souvent au contact du substratum, dont la géométrie peut être quelconque en fonction de la structure géologique du site. Il est donc logique que les glissements qui affectent les versants naturels se produisent sur des surfaces de rupture irrégulières, évoluant généralement dans des milieux hétérogènes et anisotropes.

### **I.4. Principales causes de glissements :**

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

#### **I.4.1. La nature du terrain :**

La nature du terrain dépend de :

##### **➤ Géométrie de terrain :**

Le degré d'inclinaison de la surface du terrain est le principal facteur déterminant la stabilité ou l'instabilité du terrain. La pente critique est influencée par les propriétés de résistance au cisaillement des sols ou des roches ainsi que par la présence d'eau dans le substrat.

### ➤ Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui influent sur la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches est un élément clé. Les phénomènes d'instabilité mettent en jeu la résistance au cisaillement, qui dépend de la nature des matériaux, de leur histoire et de l'état de contraintes en un point donné, lequel est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

En cas de réactivation de glissements de terrain naturels, les déplacements se produisent le long d'une surface de rupture préexistante, sur laquelle la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle. Pour déterminer l'état de stabilité d'une pente, il est donc nécessaire de connaître deux types de paramètres des sols ou des roches rencontrés : la résistance au cisaillement à court ou à long terme, ainsi que la résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, qui sont fréquemment rencontrées dans les versants instables (telles que les marnes oligocènes du bassin de la Limagne, l'argile des Flandres, les marnes du keuper, l'argile du Lias, etc.), la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement, la valeur ultime étant la résistance résiduelle, obtenue en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle dans le cas d'une réactivation d'un glissement. En général, les paramètres de résistance drainée  $\phi'$  (valeur de pic) et  $CR'$  et  $\phi R'$  (valeurs résiduelles) régissent la stabilité de la pente.

### I.4.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol Actions hydrauliques :

Il est crucial de comprendre le régime hydraulique du site pour analyser une instabilité et trouver des solutions. Cela nécessite de considérer une zone beaucoup plus large que celle en mouvement, car les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrain situées bien en amont.

Afin de déterminer les conditions hydrauliques les plus défavorables, une longue période d'observation sur le terrain est nécessaire. Par exemple, il peut être utile de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année décennale de pluviométrie. Toutefois, cela est rarement faisable, ce qui peut conduire à l'utilisation d'extrapolations pour évaluer les conditions les plus défavorables.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile en raison de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, y compris la présence d'accidents tectoniques qui peuvent perturber sensiblement les nappes. Certains éléments sont cruciaux, notamment les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture, l'alimentation hydraulique du site, et l'évolution de la nappe au cours du temps. Les terrains

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

---

plus perméables, dont la capacité d'alimentation est importante, peuvent être drainés pour améliorer les conditions hydrauliques, et la perméabilité des terrains est un point important pour orienter les solutions de confortement. Les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

### ➤ Les actions climatiques et anthropiques :

Les principaux facteurs climatiques déterminants sont les apports en eau. Les autres influences externes qui peuvent altérer l'équilibre d'un versant résultent principalement de changements de géométrie, de chargements et de déchargements.

### ➤ Pluie, neige, évapotranspiration :

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

### ➤ Séismes :

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même

### I.4.3. Constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble de la pente et du remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre, ou a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

### 1.4.4. Déblai sur pente :

La réalisation de terrassements en déblai dans une pente, couramment entreprise pour construire des bâtiments ou des routes, peut causer des désordres d'ampleur considérable. Ces phénomènes sont observés dans les pentes naturelles en état d'équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils sont engendrés par la suppression de la butée de pied, et même des volumes de déblai modestes peuvent déclencher des glissements globaux. De plus, l'action de raidissement d'une pente de talus agit défavorablement sur sa stabilité.[8]

### **I.5. Mécanismes de rupture des talus :**

Le mécanisme de rupture par cisaillement des talus dépend de la forme de la surface de rupture observée ou supposée, telle que le plan, la droite, la calotte sphérique, l'arc de cercle ou l'arc de spirale logarithmique. D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement de la masse de sol peuvent également exister.

Les calculs se font en considérant un mode de rupture plane pour les glissements plans ou cylindrique pour les glissements rotationnels.

Les causes d'instabilités sont multiples et peuvent être dues à une augmentation des sollicitations ou à une modification des caractéristiques mécaniques ou hydrauliques du terrain. [9]

### **I.6. Reconnaissance géotechnique des terrains :**

Avant toute chose, la reconnaissance géologique et géotechnique d'un massif de sol en pente doit permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en déterminer la configuration générale.

Ensuite, la reconnaissance géotechnique doit fournir des informations sur les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des sols composant le massif, mais surtout sur leurs propriétés mécaniques et hydrauliques, notamment les paramètres de résistance au cisaillement tels que la cohésion et l'angle de frottement. Ces informations sont obtenues à partir de résultats d'essais in situ tels que les essais pénétrométriques, scissométriques et pressiométriques, ainsi que des essais de laboratoire tels que les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et les essais de cisaillement à l'appareil triaxial.

#### **➤ Essais de laboratoire :**

Les essais de reconnaissance géotechnique comprennent des essais d'identification tels que la détermination des caractéristiques pondérales, l'analyse granulométrique et les limites de consistance. Ils comprennent également des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ou à l'appareil triaxial, ainsi qu'une analyse chimique des sols et de l'eau de la nappe éventuellement présente.

Les essais mécaniques de laboratoire ont connu un succès considérable car ils permettent de simuler les chemins de contraintes effectives ou de déformations connus. Ils fournissent une description assez précise du comportement des sols et sont effectués sur des éprouvettes de petite taille, pour lesquelles les principes de la mécanique des milieux continus peuvent s'appliquer efficacement.

### ➤ Essais in situ :

En pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols en place. Les essais in situ, tels que les essais pénétrométriques, scissométriques, pressiométriques et piézométriques, ont été développés en parallèle des essais de laboratoire pour tester le sol dans son état naturel. Ces essais présentent des avantages pratiques et théoriques.

Pratiquement, les essais in situ évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement des sols dans un état proche de la réalité, réduisant ainsi les phénomènes de remaniement et l'influence des conditions expérimentales imposées en laboratoire. Théoriquement, les essais in situ peuvent simuler physiquement le comportement des sols en place, à condition qu'ils fassent intervenir les mêmes paramètres que les ouvrages réels.

### ➤ Sondages et prélèvements d'échantillons :

Les sondages représentent une étape clé dans une reconnaissance géotechnique. Leur nombre et leur emplacement sont déterminés après une étude géologique préalable. Les types de sondages à effectuer dépendent des objectifs poursuivis (par exemple, les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour les identifications tandis que les sondages carottés sont nécessaires pour déterminer les paramètres mécaniques).

Il est recommandé de placer les sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la masse de terrain en mouvement, ainsi que dans la zone stable à proximité immédiate. Leur nombre et leur emplacement sont décidés en fonction des sols rencontrés et des caractéristiques géotechniques recherchées.

## I.6. Notion de coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité  $F$  est défini par l'expression suivante :  $F = \tau_{\max} / \tau$   
Théoriquement, une pente est considérée comme stable lorsque le coefficient de sécurité (FS) est supérieur à 1.

Lorsque FS atteint 1, la pente atteint son état limite d'équilibre et toute valeur inférieure à 1 indique que la pente est instable. Cependant, dans la pratique, le coefficient de sécurité  $F_s$  est généralement compris entre 1,15 et 1,30 en raison de divers facteurs qui doivent être pris en compte, tels que : [10]

— Il y a plusieurs facteurs qui doivent être pris en compte pour calculer le coefficient de sécurité :

- ✓ Les erreurs potentielles liées à la précision des méthodes de calcul utilisées pour évaluer la stabilité de la pente.
- ✓ Les incertitudes liées à la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme la moyenne du poids volumique des roches qui composent le massif.
- ✓ Les incertitudes liées à la prise en compte de la présence de fissures dans la roche et L'influence des charges dynamiques, telles que les vibrations causées par le tir, le mouvement des véhicules et les séismes.

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

\_\_ Il y a deux approches possibles pour calculer le coefficient de sécurité :

- 1) Dans la première approche, le glissement s'est déjà produit, et on cherche soit à déterminer les caractéristiques correspondant à un coefficient de sécurité de 1 pour une surface de glissement donnée, soit à trouver la surface de glissement pour des caractéristiques données.
- 2) Dans la deuxième approche, la plus courante, on cherche à déterminer la marge de sécurité disponible et à prendre des mesures pour améliorer la sécurité de l'ouvrage, en répondant aux exigences en fonction de l'utilisation des pentes.

Le tableau 1. Présente les principales formules de calcul du facteur de sécurité pour évaluer la stabilité d'une pente.

**Tableau 1:** Formules de calcul Coefficients de sécurité [11]

Définition	Formule	Commentaire
Rapport des contraintes	$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$	Méthode à la rupture
Rapport des forces	$F = \frac{E_{\text{résist}}}{E_{\text{moteur}}}$	Direction de déplacement
Rapport des moments	$F = \frac{E_{\text{trésist}}}{E_{\text{tmoteur}}}$	Rotation
Paramètres réduits	$P = \frac{P}{F}$	CF : Eurocodes
Probabilités à x%	Distribution de F	CF : Monté Carlo
Marge de sécurité	Par ex : $H/H_{\max}$	Sur une grandeur

### Théoriquement :

- ✓ Si  $F > 1$ , le versant est stable.
- ✓ Si  $F < 1$ , il y a rupture du versant.
- ✓ et Si  $F = 1$ , on est à l'état de l'équilibre limite.

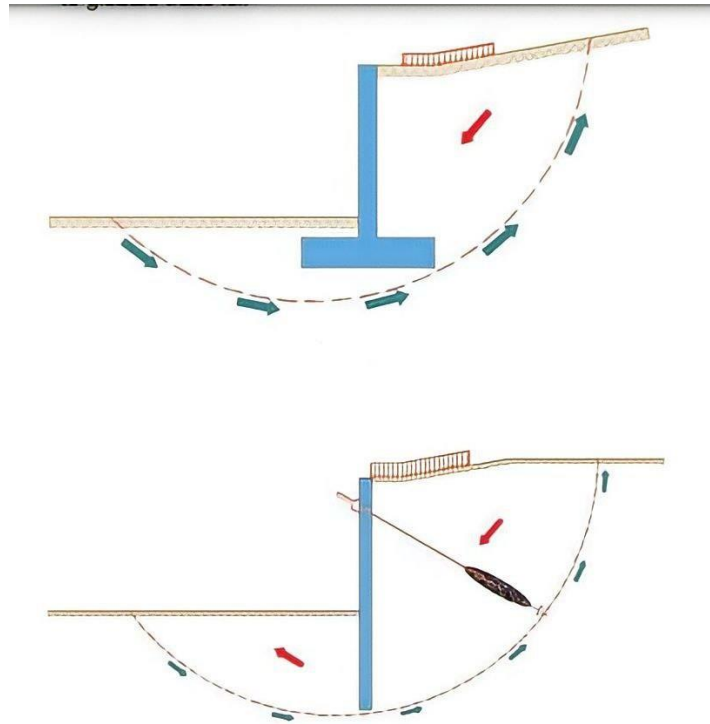
### I.6.1. Phénomène de stabilité globale [12]

Les éléments de soutènement créent souvent des dénivellements qui poussent le terrain à se rééquilibrer, mais peuvent également causer des problèmes d'instabilité globale tels que des éboulements et des glissements.

La sécurité contre ces phénomènes doit être vérifiée dans toute la structure, en particulier pour les surfaces circulaires qui nécessitent une grande résistance.

Pour déterminer le cercle de glissement le plus défavorable, il est important de connaître toutes les données du problème telles que le dénivellement, les caractéristiques de l'élément de soutènement, la stratigraphie et les charges sur le système. Les forces qui peuvent causer la déstabilisation comprennent le poids de la masse de sol, celui de l'élément de soutènement, les surcharges, les tremblements de terre et toute autre action externe déstabilisante.

Les figures ci-dessous illustrent le problème de stabilité globale traité.



**Figure1.5** : Un modèle pour représenter le problème de stabilité globale qui est étudié. [13]

### I.6.2. Calcul du coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire Calcul du coefficient de sécurité relatif au glissement circulaire :

Le coefficient de sécurité pour évaluer la stabilité d'une masse de sol potentiellement instable contre le glissement circulaire dépend de la relation entre les actions stabilisatrices et les actions déstabilisatrices. Il peut être quantifié en termes de moments, exprimé comme suit :

$$F = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MM}$$

Où :

**$\Sigma MR$**  : est la somme des moments produits par les actions résistantes exprimés par rapport au centre du cercle étudié.

**$\Sigma MM$**  : est la somme des moments produits par les actions motrices exprimés par rapport au centre du cercle étudié.

Ce coefficient de sécurité dépend de différents paramètres tels que la résistance du terrain, la valeur des surcharges et l'excitation sismique. Le coefficient de sécurité obtenu évalue la résistance au cisaillement exigée par le terrain, l'excès de charge pouvant agir sur le terrain, ou l'excitation sismique maximale acceptée par le système.

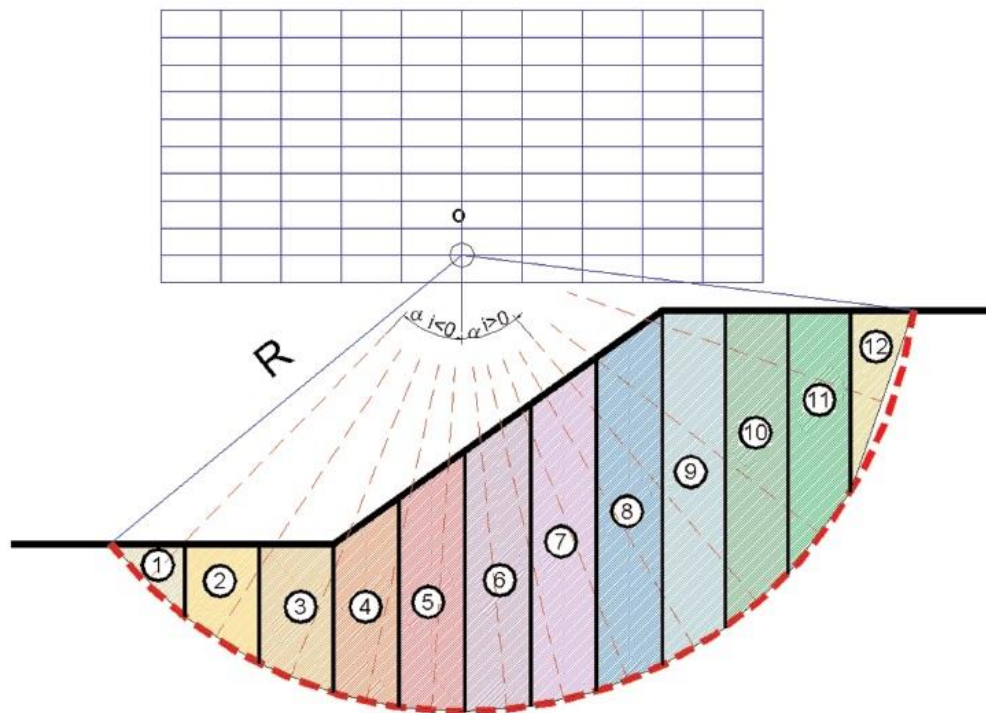
#### I.6.2.1. Méthodes de calcul :

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Il existe actuellement plusieurs techniques pour évaluer le coefficient de sécurité d'une masse susceptible de se déstabiliser par des phénomènes de glissement circulaire. En général, ces techniques consistent à définir une surface de glissement et à étudier son équilibre en fonction des forces qui lui sont appliquées. Cette étude implique la division de la masse de terrain en petites parties de formes géométriques permettant de calculer facilement les forces qui leur sont appliquées.

Une fois les forces qui agissent sur la masse de terrain déterminées, on établit les équations d'équilibre correspondantes en se basant sur certaines hypothèses. Ces équations permettent, grâce à des calculs plus ou moins complexes selon la technique utilisée, de déduire la valeur du coefficient de sécurité du cercle étudié.

Ce processus est répété pour un nombre significatif de cercles possibles de glissement en faisant varier leur rayon et leur position dans l'espace. Chaque cercle met en évidence un coefficient de sécurité dont le plus petit correspond au coefficient de sécurité du système. Pour tracer tous ces cercles, on utilise généralement une grille orthogonale X-Y, où chaque point correspond au centre des cercles possibles de glissement de rayons croissants. La figure 1.6 montre un cercle générique de rayon "R" dont le centre est le point "O" de la grille orthogonale.



**Figure1.6 :** Exemple de recherche du cercle de rupture le plus défavorable [16]

- ✓ La résistance au cisaillement maximale est égale à :

$$\tau_{\text{Max}} = \begin{cases} C_u & \text{pour les calculs à court terme (comportement non drainé)} \\ C' + \sigma' \tan \varphi' & \text{pour les calculs à long terme (comportement drainé)} \end{cases}$$

Où

- ✓  $C_u$  : cohésion non drainée ;
- ✓  $C'$  : cohésion effective ;
- ✓  $\varphi'$  : angle de frottement interne effectif ;

### I.7. Paramètres de résistance au cisaillement [14]

#### I.7.1. Généralité :

En géotechnique, la résistance au cisaillement est un paramètre clé car la rupture du sol est généralement causée par des contraintes de cisaillement excessives.

Les déformations dans une masse de sol résultent principalement d'un glissement entre les particules, et la résistance au cisaillement est donc liée à la résistance des déformations localisées le long d'une surface appelée surface de glissement.

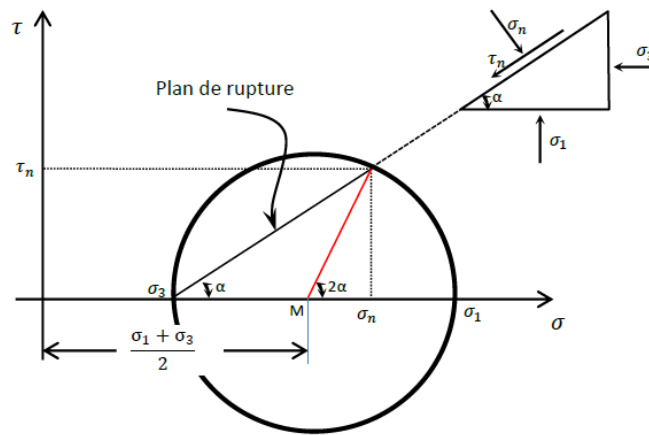
#### I.7.2. Contraintes sur un plan de cisaillement :

Lorsqu'un terrain en pente est soumis à un ensemble de forces externes, des contraintes verticales et horizontales agissent sur le sol et induisent un plan de cisaillement avec un angle d'inclinaison  $\alpha$  par rapport à l'horizontale. Pour maintenir l'équilibre, une contrainte tangentielle  $\tau_n$  (résistance au cisaillement) et une contrainte normale  $\sigma_n$  se développent sur le plan ED. Les expressions de  $\sigma_n$  et  $\tau_n$  peuvent être obtenues en appliquant les principes de la statique pour l'état d'équilibre du corps, en égalant la somme de toutes les forces dans les directions x et y à zéro. Les expressions sont les suivantes :

1.  $\sigma_n = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + (\sigma_x - \sigma_y)/2 \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha$
2.  $\tau_n = (\sigma_x - \sigma_y)/2 \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha$ .

En mécanique des sols, un plan principal est un plan sur lequel la contrainte est uniquement normale, sans contrainte de cisaillement. Les contraintes normales agissant sur ces plans sont appelées contraintes principales et sont désignées par  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  dans l'ordre décroissant. En géotechnique, on considère souvent que  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont égaux pour simplifier les problèmes en deux dimensions.

Les équations pour calculer les contraintes normale et tangentielle en fonction des angles et des contraintes principales sont appelées équations de Mohr. Lorsque l'angle  $\alpha$  varie, les contraintes tracées sur un graphique  $\sigma$ - $\tau$  peuvent former un cercle appelé cercle de Mohr, qui représente l'état des contraintes en un point à l'équilibre.



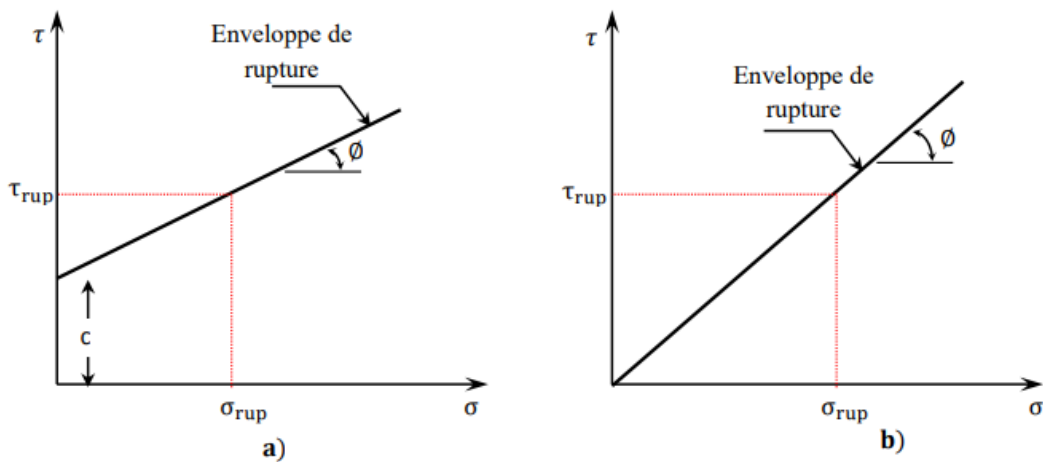
**Figure 1.7 : Cercle de Mohr.**

**I.7.3. Critère de rupture de Mohr – Coulomb :**

La théorie de Mohr-Coulomb sur la résistance au cisaillement d'un sol est basée sur l'équation de Coulomb qui relie la résistance au cisaillement d'un sol à sa contrainte normale et à ses propriétés de cohésion et d'angle de frottement interne. La cohésion est nulle pour le sable et le limon inorganique, mais peut être significative pour les argiles surconsolidées.

L'angle de frottement interne est déterminé par la forme des grains du sol et peut être illustré par une enveloppe de rupture de Mohr sur un graphique de contrainte normale et de résistance au cisaillement.

Si le cercle de Mohr d'un point dans la masse du sol touche l'enveloppe de rupture, la rupture par cisaillement se produit, sinon le sol est stable.



**Figure 1.8: Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Solspulvérents.**

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb indique que la rupture due au cisaillement se produit lorsque la contrainte de cisaillement sur un plan atteint la contrainte de rupture donnée par l'équation  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ . Pour déterminer l'angle d'inclinaison du plan de rupture avec le plan principal majeur, on se réfère à la figure 1.9, où les contraintes principales effectives majeures et mineures sont représentées par  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$ . Le plan de rupture EF fait un angle  $\alpha$  avec le plan principal. Pour déterminer l'angle  $\alpha$  et la relation entre  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$ , plusieurs étapes doivent être suivies :

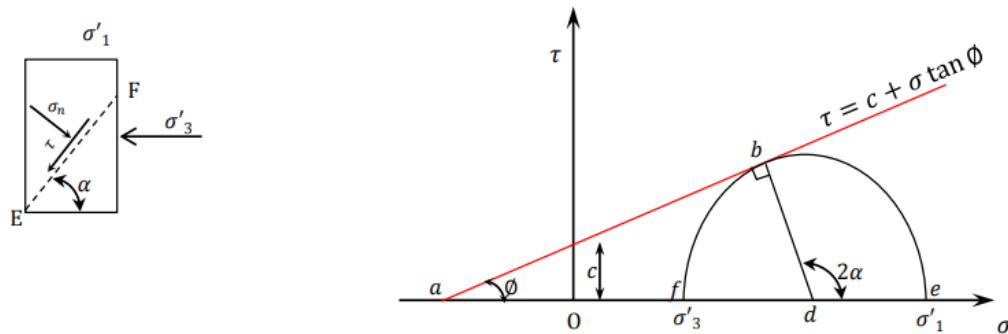


Figure 1.9 : Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.

### I.7.4. La mesure des paramètres de résistance au cisaillement :

Il existe plusieurs méthodes permettant de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de divers échantillons de sol en laboratoire. Ces méthodes sont les suivantes :

- L'essai de cisaillement direct
- L'essai triaxial
- L'essai de compression simple
- L'essai au scissomètre de laboratoire

### I.8. Méthodes d'analyse de la stabilité des talus [15]

À l'heure actuelle, on utilise différentes méthodes pour dimensionner les ouvrages géotechniques tels que les talus de déblai, les talus de remblais éventuellement renforcés et les pentes naturelles. Ces méthodes incluent :

- Les méthodes de calcul en équilibre limite.
- Les méthodes graphiques utilisant des abaques.
- Les méthodes de calcul en déformation.

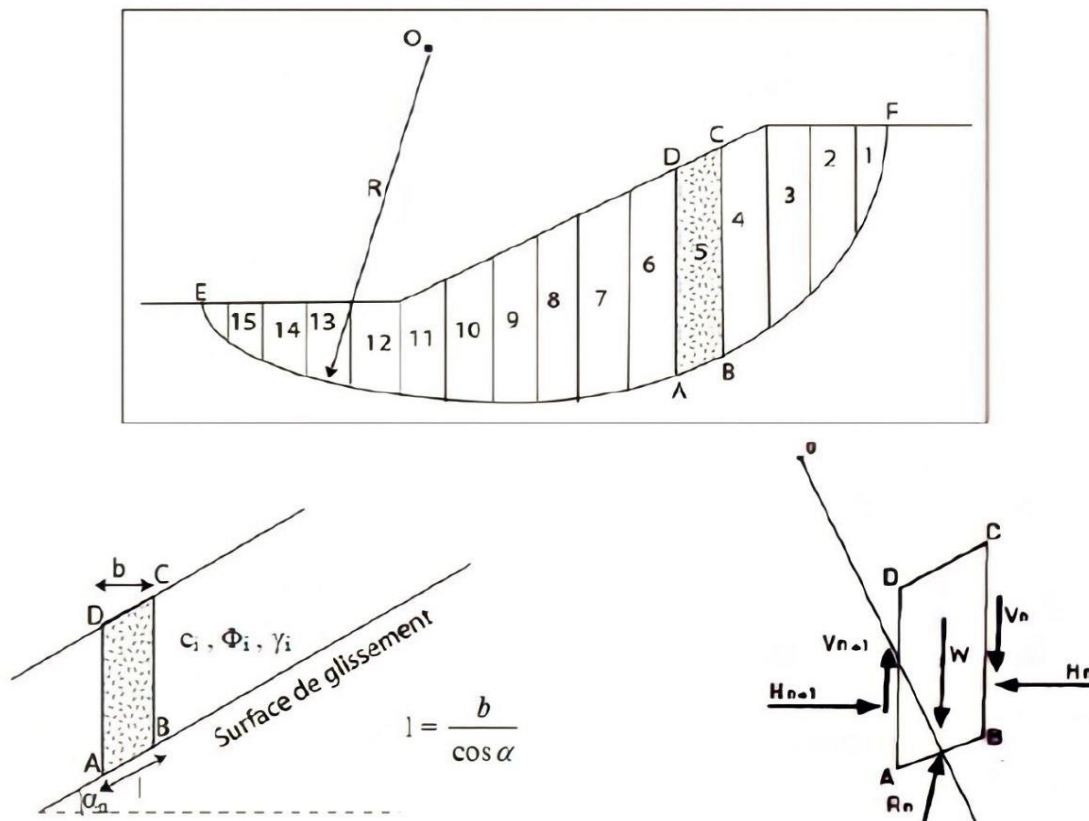
# Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

## I.8.1. Méthodes de calcul en équilibre limite :

Les méthodes les plus couramment utilisées pour le dimensionnement des ouvrages géotechniques sont les méthodes de calcul à l'équilibre limite. Elles sont fondées sur l'hypothèse que l'équilibre statique du volume de sol étudié est maintenu. En général, l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles font pour résoudre le système d'équations (hypothèse sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité). Il y a deux manières d'utiliser ces méthodes :

\_\_ La méthode globale, également connue sous le nom de méthode de Taylor, méthode de Caquot ou méthode de Biarez, implique l'étude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement en supposant généralement que la ligne de rupture est circulaire.

\_\_ En revanche, la méthode des tranches, qui est fréquemment utilisée en pratique, consiste à diviser le talus en plusieurs tranches et à étudier d'abord l'équilibre individuel de chacune d'entre elles. Ensuite, en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, on globalise le résultat en considérant les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, ainsi que celles qui tendent à le mettre en mouvement (voir figure 1.10). La méthode des tranches est également connue sous le nom de méthode de Fellinius, méthode de Bishop ou méthode des perturbations.



**Figure 1.10 :** illustre la division d'un talus en tranches ainsi que le bilan des forces qui agissent sur une tranche donnée.

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- son poids  $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .
- la réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

### I.8.1.1. Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, connue sous le nom de « méthode suédoise », on part du principe que :

- \_ Les forces entre les différentes tranches sont insignifiantes,
- \_ La seule force qui s'applique sur l'arc AB est le poids W (comme illustré sur la figure 1.20).

✓ On peut définir, par rapport au centre O :

- \_ Le moment moteur comme étant celui provoqué par le poids des terrains W, qui tend à causer le glissement,
- \_ Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut atteindre la composante tangentielle de  $R_n$

Selon la loi de Coulomb :  $R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n$

De plus, on a :  $N_n = W_n \cos \alpha_n$

Ainsi :  $R_n = C_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n$  Ou D'autre part  $AB = \frac{bn}{\cos \alpha_n}$

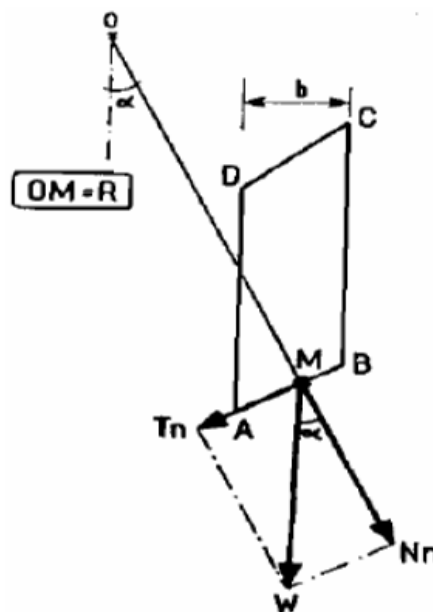


Figure 1.11 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

## Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

\_ La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_{n=1}^m R. \left( C_i \frac{bn}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i \right) \quad (a)$$

\_ Par ailleurs

$$T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (b)$$

D'où

$$F_S = \frac{\text{La somme des Moments des forces résistant au mouvement}}{\text{La somme des Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (c)$$

En remplaçant (a) et (b) dans l'équation (c), on obtient l'expression du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m \left( C_i \frac{bn}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i \right)}{\sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)}$$

### I.8.1.2. Méthode de BISHOP simplifiée

Dans cette méthode, on suppose que :

- la ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- les efforts  $(V_n - V_{n+1}) = 0$ , ce qui équivaut à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i \cdot b_i + W_n \tan \varphi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m (W_n \sin \alpha_n)}$$

$$\text{Avec } m_\alpha = \cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \text{ tg} \varphi_i}{F_S} \right]$$

La méthode de Bishop pour déterminer la valeur de  $F_S$  nécessite des itérations successives. Lors de la première itération,  $F_{S0}$ , une valeur de base obtenue à partir de la méthode de Fellenius, est adoptée.

Il est à noter que la méthode de Fellenius peut produire des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop, avec des écarts sur  $F_S$  pouvant atteindre 10 %. Néanmoins, la méthode de Fellenius est simple et peut être utilisée dans tous les cas courants.

### I.8.1.3.Méthode des PERTURBATIONS : (ou méthode RRT)

Le développement de cette méthode a eu lieu au sein du LCPC en France par Raulin et ses collègues en 1974. L'approche consiste à commencer avec une estimation approximative de l'effort normal  $N_{i0}$ , puis à le perturber en le multipliant par un facteur  $p$ . Formellement, cela peut être exprimé comme  $N_i = N_{i0}p$ .

\_  $N_i$  : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche  $i$ .

\_  $N_{i0}$ : valeur approchée de ce dernier et  $P$  : fonction de perturbation.

On peut éliminer la surabondance de 2 équations en incorporant deux variables inconnues dans la fonction de perturbation. Par exemple, cela peut être accompli en injectant ces variables dans ladite fonction.

$$P = \mu_1 + \mu_2 v(M)$$

\_  $(M)$  : fonction de perturbation définie au point  $M_i$  de calcul le long de la courbe.

Plus la perturbation est faible (avec  $\mu_1$  proche de 1 et  $\mu_2$  proche de zéro), plus la méthode sera performante. Ceci se manifeste par une estimation plus précise possible du terme à perturber  $N_{i0}$ .

### I.8.2.Méthodes graphiques à l'aide d'abaques :

Il existe plusieurs méthodes pour calculer manuellement le coefficient de sécurité à l'aide d'abaques. La plus connue est la méthode de JANBU, illustrée dans (la figure 1.21). Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- la surface de rupture est assumée être un cercle.
- un paramètre appelé le nombre de stabilité  $N_s$  est introduit et il regroupe les facteurs

Affectant la stabilité des pentes :  $N_s = \frac{\gamma \cdot H}{C_{requis}}$

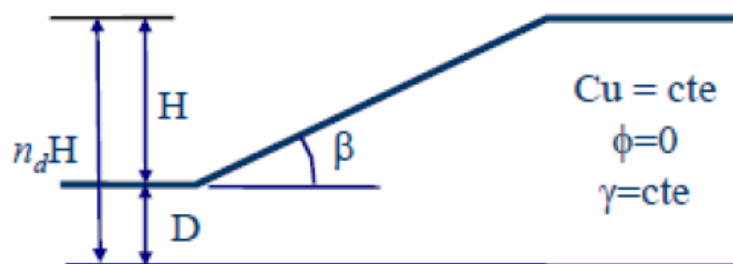
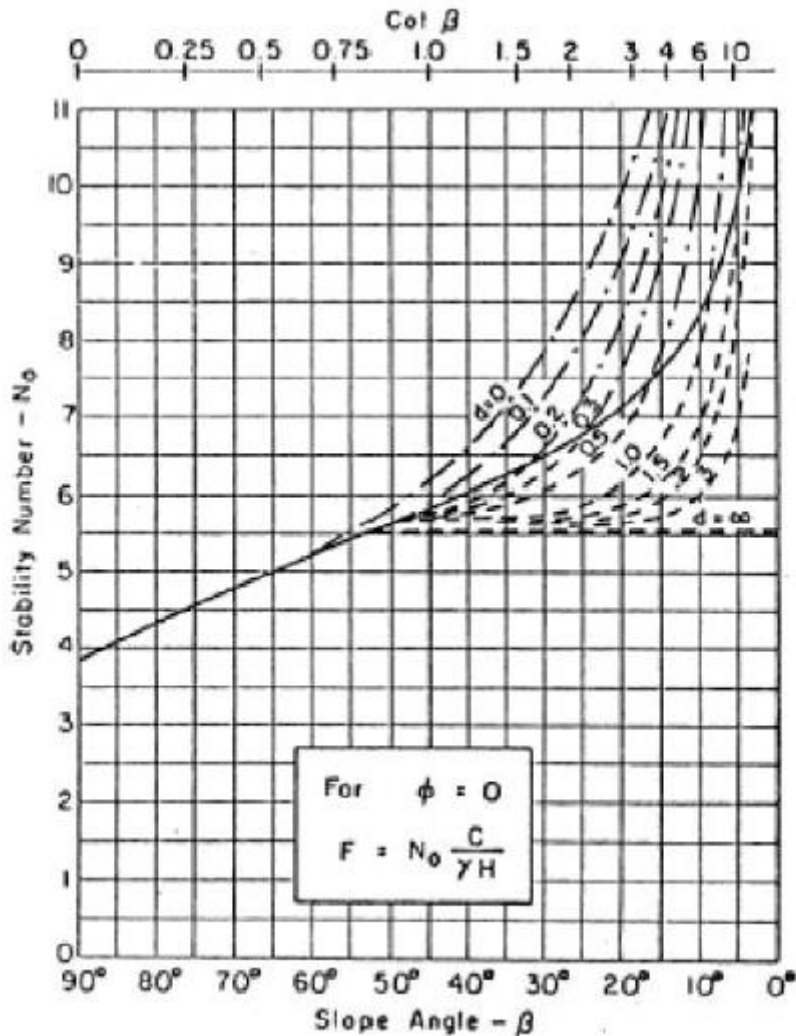


Figure 1.12 : Schéma de calcul selon la méthode de JANBU.

Lorsque la valeur de  $\phi$  est proche de zéro ou nulle, il est possible d'utiliser l'abaque illustrée dans la figure 1.22. Cette méthode permet de déterminer la valeur de  $N_s$  à partir de la valeur de  $\beta$  (abscisse) et de  $n_d$ .



**Figure 1.13 :** Abaques de stabilité selon la méthode de JANBU.

### 1.8.3. Méthode de calcul en déformation :

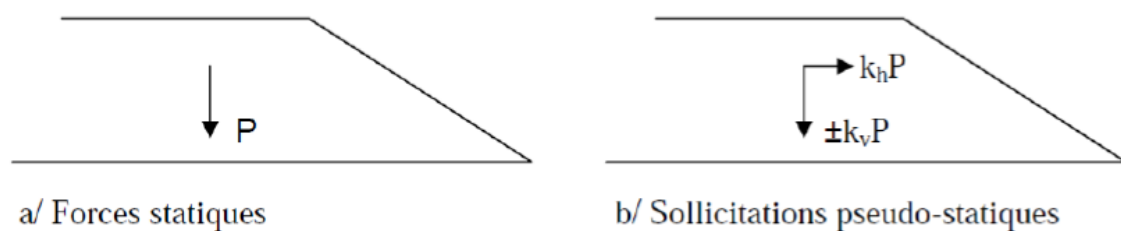
L'analyse des versants naturels implique la prise en compte de la loi de comportement du sol, ce qui nécessite l'utilisation de méthodes numériques telles que les différences finies ou les éléments finis. La méthode des éléments finis permet de calculer les efforts et les déformations dans un massif donné, en prenant en compte la progressivité de la rupture et en calculant les coefficients de sécurité moyens le long de certaines parties de la surface de glissement.

Cependant, son utilisation pour les versants naturels n'est pas encore courante car elle exige la connaissance précise de deux paramètres souvent méconnus pour les pentes naturelles : l'état initial et la loi de comportement exacte des matériaux. De plus, sa mise en œuvre est complexe sur le plan numérique et nécessite d'importants moyens informatiques.

Malgré cela, la méthode des éléments finis est indispensable dans l'analyse de la stabilité sismique des pentes, qui peut être effectuée soit par calcul pseudo-statique, soit par calcul dynamique direct. En Algérie, les paramètres de calcul sismique sont régis par la réglementation parasismique en vigueur.

### a/ Approche de calcul pseudo-statique :

Cette méthode se fonde sur l'utilisation d'une analyse limite ou d'un calcul d'équilibre à la rupture, où l'on applique une force au centre de gravité de la structure étudiée, ou à chaque couche de sol qui la compose. Cette force est égale au poids de la structure ou de chaque couche de sol, multiplié par un coefficient d'accélération sismique. Pour modéliser la sollicitation sismique, l'approche pseudo-statique utilise une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif en pente. Les forces pseudo-statiques sont représentées par deux coefficients sismiques,  $k_H$  et  $\pm k_V$ , qui caractérisent respectivement les composantes horizontales et verticales des forces appliquées au massif en pente (voir figure 1.22).



**Figure 1.14 :** Forces pseudo-statiques apportées à un massif en pente.

Les coefficients  $k_h$  et  $k_v$ , qui varient en fonction des formations géologiques, sont déterminés à l'aide des expressions énoncées dans le RPA99 (version 2003). Le coefficient de sécurité  $F$  peut être calculé en utilisant la méthode de Bishop.

### b/ Approche de calcul dynamique direct :

L'approche décrite se fonde sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique en utilisant la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies. Ces méthodes prennent en compte les chemins de contraintes suivis par chaque point du massif ainsi que les lois de comportement élastique ou élasto-plastique pour calculer l'état des déformations correspondantes. Pour ce faire, de nombreux paramètres doivent être pris en compte, tels que l'état initial des contraintes, les paramètres mécaniques, les critères de rupture, et autres. Bien qu'il soit possible d'utiliser des modèles couplés, leur mise en œuvre reste complexe.

### C/Réglementation parasismique Algérienne :

Depuis le séisme d'El Asnam en 1980, l'Algérie a mis en place plusieurs règlements parasismiques pour renforcer la sécurité des constructions. Après des révisions successives en 1988 et en 2000, une quatrième révision a été effectuée en 2003 suite au séisme de Boumerdès.

Les règles parasismiques algériennes (RPA) ont été actualisées pour inclure des méthodes d'analyse modale spectrale et des dispositions constructives ont été adoptées. Les voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé ont été recommandées pour renforcer la sécurité.

# **Chapiter01 : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN**

---

## **C.1. Domaine D'application Des Règles Parasismiques Algériennes :**

Les règles s'appliquent à toutes les constructions courantes, mais ne sont pas adaptées aux constructions suivantes:[16]

- \_ Constructions et installations pour lesquelles les dommages même mineurs peuvent avoir des conséquences extrêmement graves, telles que les centrales nucléaires, les installations GNL, les installations de fabrication et de stockage de produits inflammables, explosifs, toxiques ou polluants.
- \_ Ouvrages d'art tels que les barrages, les ouvrages maritimes, les ponts, les tunnels, etc.
- \_ Réseaux et ouvrages enterrés. Pour ces types de constructions, des règles ou des recommandations spécifiques doivent être suivies. De plus, les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas aux zones de séismicité négligeable dans la classification des zones sismiques.

## **C.2. Conditions D'application :**

Les règles de conception, de calcul et d'exécution applicables doivent être satisfaites pour les constructions soumises aux règles. De plus, si les sollicitations dues au vent sont plus défavorables, celles-ci doivent être prises en compte pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, tout en respectant les dispositions constructives des règles RPA. Chaque révision du RPA doit prendre en compte : [16]

- \_ L'évolution de la réglementation internationale en la matière.
- \_ Les commentaires et les retours des utilisateurs et l'expérience acquise dans le domaine du génie parasismique.
- \_ L'harmonisation avec d'autres DTR complémentaires tels que CBA, CCM, Maçonnerie, Fondations, etc.
- \_ Une amélioration de la présentation pour faciliter son utilisation en tant qu'outil de travail.

## **I.9. Les Méthodes de Confortement des Pentes Instable [17]**

### **I.9.1. Introduction :**

Le confortement des talus contre le glissement consiste à stabiliser les masses de terrain instables. Le choix de la méthode de confortement dépend des caractéristiques et de l'état du site, tels que le type de sol, les conditions de drainage, les surcharges, ainsi que des facteurs économiques, tels que le coût, l'accessibilité, la période de réalisation des travaux, la cinématique du glissement, la sécurité environnementale, les délais impartis, la pérennité du système et les possibilités d'entretien et de réparation. Les moyens matériels et la technicité des entreprises locales sont également pris en compte.

### I.9.2. Méthodes de confortement des talus :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en Quat regroupes :

- Drainage ;
- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution) ;
- Renforcement ;
- Techniques de remblai renforcé ;

#### A. Drainage :

Comme il est communément admis, la majorité des glissements de terrain sont causés par l'eau. Par conséquent, réduire le niveau des eaux souterraines et diminuer la pression dans les pores sont des moyens logiques pour améliorer la stabilité. En outre, l'installation d'un dispositif de drainage s'avère souvent moins coûteuse que d'autres méthodes de stabilisation, ce qui explique pourquoi elle est souvent utilisée seule ou en combinaison avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons principales :

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ce qui augmente la résistance au cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures. Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

#### **A.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :**

Le but est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement, qu'elles proviennent de zones de sources, de fuites sur un réseau ou un bassin de stockage en amont, ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à pénétrer dans les fissures, à stagner dans les zones à faible pente et à aggraver une instabilité en cours.

Pour y remédier, les dispositifs de collecte et de canalisation des eaux de surface sont largement utilisés en génie civil, tels que les fossés et les caniveaux.

#### **A.2. Massifs drainants :**

Les masques drainants sont des structures composées de matériaux granulaires grossiers, placées en parement de talus. Leur fonction est de réduire la pression interstitielle dans la zone correspondante du terrain, tout en offrant un gain de stabilité grâce à leurs propriétés très frottantes.

Les éperons drainants sont similaires aux masques drainants, mais présentent une discontinuité. Lorsqu'il est difficile ou impossible d'installer un masque drainant, on peut opter pour des saignées régulièrement espacées, remplies de matériau drainant.

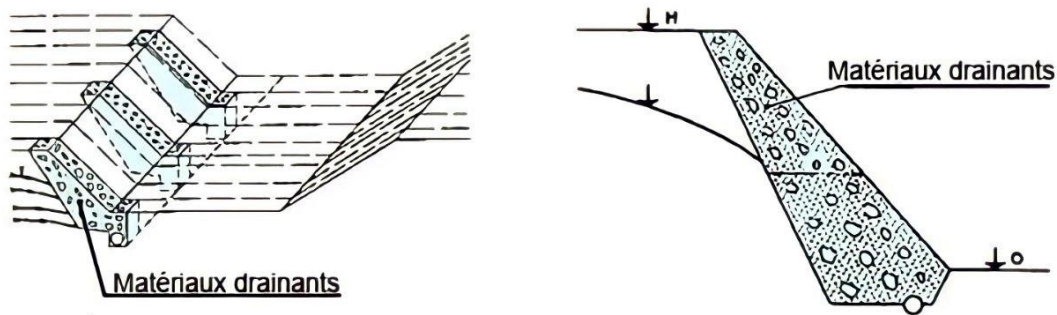


Figure 1.15 : Schéma d'un éperon drainant et d'un masque drainant

### A.3.Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des structures fréquemment utilisées pour abaisser le niveau de la nappe phréatique. Une coupe type est présentée sur (la Figure 1.16) Elles sont placées sur le site de manière à intercepter les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couches aquifères, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'emplacement (dans le sens de la plus grande pente ou parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépendent des résultats de l'étude hydrogéologique et affecte l'efficacité du drainage.

Les tranchées drainantes peuvent être réalisées de différentes manières, à l'aide d'une pelle mécanique, d'une trancheuse ou d'une haveuse de paroi, chacune donnant une dimension de paroi propre à sa méthode.

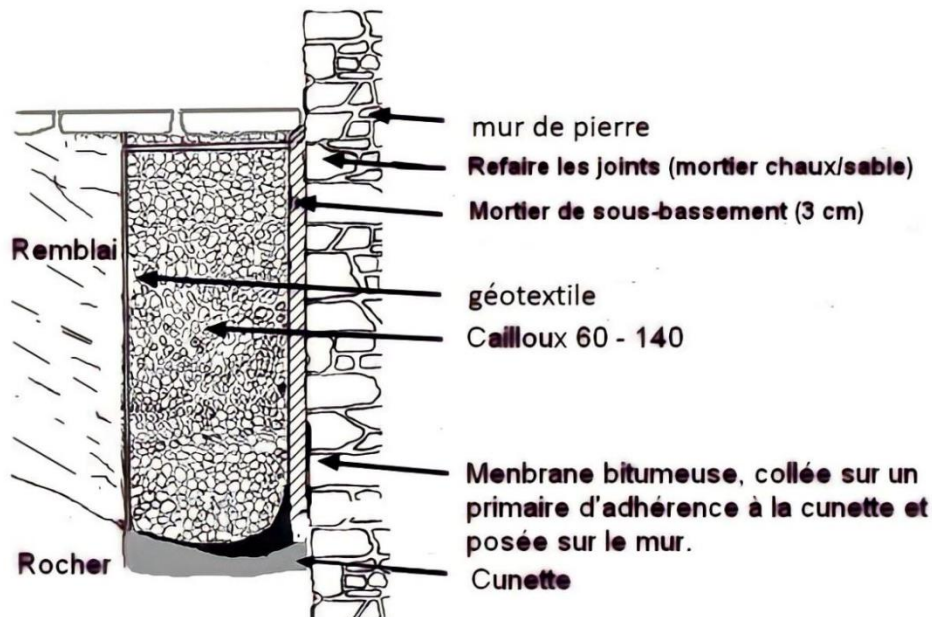


Figure.1.16 : coupe type d'une tranchée drainante [18]

### A.4.Drains subhorizontaux :

La technique de drains subhorizontaux consiste à effectuer des forages avec une faible pente et y placer des tubes crépines en PVC ou en acier pour diminuer les pressions interstitielles et décharger des aquifères localisés. Cette méthode peut être utilisée dans différentes formations géologiques, mais n'est pas adaptée aux terrains très peu perméables. Les drains subhorizontaux peuvent drainer des couches et des poches aquifères, ainsi que des circulations d'eau localisées. Pour assurer un bon fonctionnement des drains, il est important de prévoir une protection contre le gel et une lutte contre le colmatage.

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;



Figure : 1.17 : La technique des drains semi-horizontaux en talus [19]

### A.5.Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Le transfert d'eau en profondeur comporte des risques et doit être réservé aux cas où l'écoulement de surface est bien connu et où l'aquifère profond est drainant avec un exutoire clair. Si ce n'est pas le cas, cela peut aggraver l'instabilité. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère de la même manière qu'une tranchée drainante, mais sans être limité en profondeur.

Les galeries drainantes ont généralement des sections modestes (environ 1,80 à 2,00 m de hauteur et 1 à 2 m de largeur) pour faciliter la maintenance et le contrôle des structures. La base de la galerie est située légèrement en dessous du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour améliorer l'efficacité du drainage. Les galeries drainantes peuvent être laissées vides ou remplies de matériaux drainants.

### **B. Modifications géométriques :**

Peut citer la réduction de la pente du talus, la création de gradins ou paliers, la mise en place de dispositifs de retenue, la consolidation des sols, la construction de murs de soutènement et l'injection de matériaux stabilisants. Le choix de la méthode dépend des caractéristiques du site ainsi que des contraintes économiques et techniques. En outre, il est essentiel de prévenir les glissements de terrain en contrôlant l'eau, en gérant les sols et en surveillant régulièrement les zones à risque.

#### **B.1. Butée de pied :**

L'installation d'une butée de pied est importante pour la stabilité d'une pente car elle équilibre les forces motrices et empêche les déplacements de la masse instable. Le dimensionnement de la butée de pied nécessite un calcul de stabilité prenant en compte une amélioration de la sécurité de 20 à 30%. Il est crucial d'ancrer la butée de pied dans les formations sous-jacentes existantes pour garantir sa stabilité.

#### **B.2. Allègement en tête :**

La technique d'allègement en tête de glissement consiste à enlever une partie du matériau de la partie supérieure pour réduire le poids et augmenter le coefficient de sécurité. Cependant, cela peut entraîner des risques de régression des désordres vers l'amont, nécessitant une action complémentaire telle que le drainage ou la recharge en pied. Cette technique ne peut généralement améliorer la sécurité que de 20%, ce qui nécessite souvent des volumes de terrassement importants pour atteindre l'objectif souhaité.

#### **B.3. Purge :**

Les techniques de terrassement peuvent nécessiter des purges du matériau déplacé en raison de glissements. Cette méthode est souvent utilisée pour des glissements de petite taille. Toutefois, si la surface exposée est stable, il est parfois possible de purger la totalité du matériau glissé.

### **C. Renforcement :**

#### **C.1. Organes résistants en pied :**

On peut stabiliser la masse du sol en installant un organe résistant dans la partie basse du talus. Pour éviter que cet organe ne soit emporté par le glissement, il est important de tenir compte du contour du cercle de glissement. Il existe deux types d'ouvrages de soutènement dans cette catégorie : les ouvrages rigides et les ouvrages souples.

**Les ouvrages rigides :** sont des structures de génie civil conçues pour supporter des charges importantes sans subir de déformations excessives. Ils sont construits à partir de matériaux tels que le béton armé ou l'acier, et sont utilisés pour les ponts, les barrages, les tours et autres structures de grande envergure. Leur grande rigidité les rend adaptés pour les applications où la stabilité est essentielle, mais les rend également plus vulnérables aux forces sismiques et aux vibrations induites par le vent. Des règles parasismiques strictes sont nécessaires pour assurer leur résilience en cas de tremblement de terre ou de conditions météorologiques extrêmes.



**Figure : 1.18** : Un ouvrage rigide Le mur poids

**Les ouvrages souples** : sont des structures de génie civil obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires ou de sol renforcé par des matériaux synthétiques ou métalliques, de géotextiles ou de grilles. Contrairement aux ouvrages rigides, ces structures peuvent supporter des déformations du sol et sont souvent utilisées pour traverser des zones à évolution lente. Les calculs pour vérifier la stabilité interne sont menés en deux phases et la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est généralement assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.



**Figure : 1.19** : Ouvrage souple Un gabion

### C.2. Techniques de renforcement par inclusions :

La technique de renforcement par inclusions est largement utilisée pour stabiliser les pentes instables. Elle est facile et rapide à mettre en œuvre sans altérer la géométrie du site. Les deux types d'inclusions couramment utilisées sont **les clous et micro pieux**, avec une armature de faible inertie, et les pieux et barrettes, avec une grande rigidité.

### C.3.Tirants d'ancrages :

On peut améliorer le coefficient de sécurité contre la rupture en ancrant des tirants dans le terrain stable en dehors de la zone de rupture, avec un effort en tête de 20% minimum. Cette technique est utilisée pour stabiliser des pentes rocheuses, améliorer la stabilité des pentes et compenser les déchargements dus aux excavations en pied de versant. Elle est moins utilisée pour les glissements de terrain en raison des efforts importants engendrés par les mouvements. Cette technique est limitée aux glissements de faible extension.

### D. Techniques de remblai renforcé :

#### D.1.Renforcement par géosynthétiques :

Les sols présentent un faible module d'élasticité, ce qui les rend incapables de supporter toutes les forces exercées par les constructions lors de la mise en place des charges. Cependant, les forces de traction générées peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques, qui agissent comme des renforts. Dans ce cas, on parle de renforcement de sol.

#### D.2.Le Pneusol :

Le concept de Pneusol résulte de la combinaison de deux éléments distincts, à savoir les pneus et le sol. Le terme "pneus" englobe toutes les parties des pneus usagés (flancs, bande de roulement) ainsi que les pneus entiers, associés soit de manière linéaire, soit sous forme de nappes, capables de supporter des forces de traction importantes. Quant au mot "sol", il englobe l'ensemble des types de terrains naturels, artificiels ou encore des déchets divers.

#### D.3.Texsol :

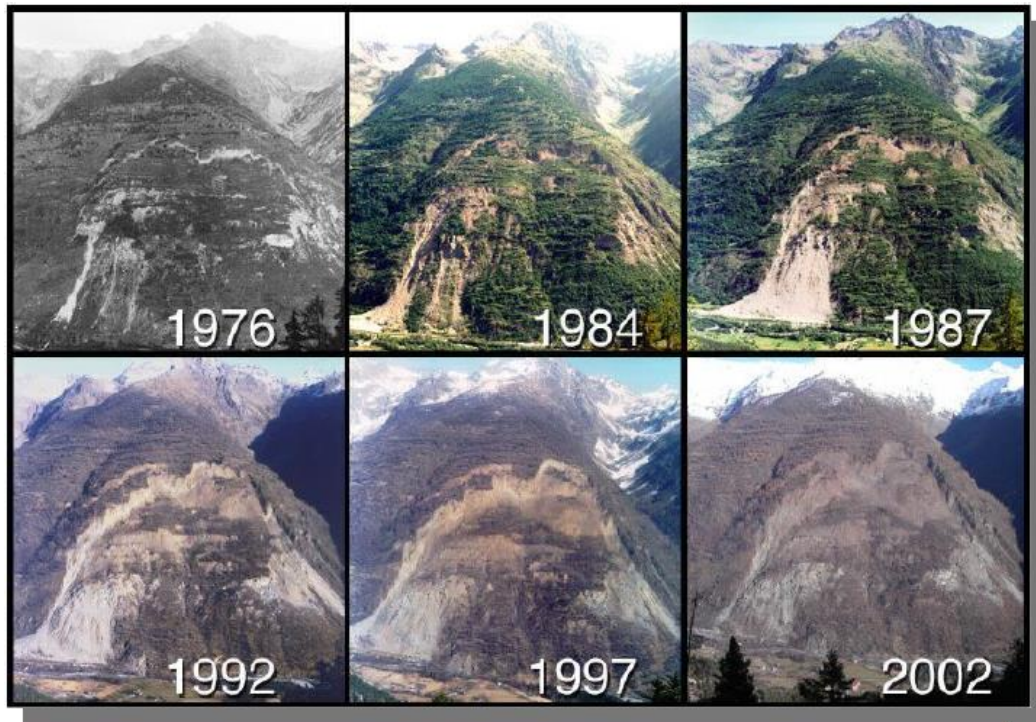
Le Texsol est constitué d'un mélange de sable concassé étroitement lié par des fibres synthétiques, avec une densité de 120 kg de fils par mètre cube de sable. Ce matériau présente des propriétés intéressantes. Les applications du Texsol en soutènement se répartissent en deux types. Il peut être utilisé pour construire un mur de poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raides. Par rapport à un mur de poids en béton classique, un massif de Texsol a la propriété remarquable d'être aussi déformable que le sol de déblai ou de remblai. De plus, il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans nécessiter de coffrage.

### I.10. Exemples d'instabilités de versants naturels :

#### a) La Clapière (France)

On cite le glissement de terrain survenu au Sud de la France dans une région dénommée la Clapière en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour et à seulement 50 kilomètres de Nice. Dont la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement (Voir photos N° 1).dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.La photo N° 1 présente une série photographique des années (1976), (1984), (1987), (1992), (1997) et (2002) ci-dessous, montrent l'évolution des différentes instabilités du site de la région concernée.



**Figure.1.20** : les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la clapiers.

### ***b) Ruine de Séchilienne en Isère (France)***

Il s'agit d'un glissement de terrain qui s'est produit dans l'Ouest de la France, plus précisément dans la région des Ruines de Séchilienne, comme le montre la figure 1.21 ci-dessous. Depuis 1985, l'Etat est attentif au risque d'éboulement dans cette région de l'Isère, située à une quinzaine de kilomètres en amont de Grenoble, sur le versant sud du Mont Sec en rive droite de la Romanche. Si cet éboulement venait à se produire, il pourrait couper la Route Nationale 91 située en fond de vallée, et surtout obstruer la vallée sur une hauteur importante.



**Figure.1.21** : L'éboulement des Ruines de Séchilienne

### C) Glissement de Kaikoura, New Zeland (2016) [22]

Le 14 novembre 2016, un tremblement de terre d'une magnitude de  $M_w=7,8$  sur l'échelle de Richter a causé un glissement de terrain impressionnant qui a recouvert une portion de la route nationale n°1 près de Kaikoura, en Nouvelle-Zélande



**Figure 1.22 :** Glissement de terrain à Kaikoura en Nouvelle-Zélande

### **I.11. Conclusion :**

En conclusion, les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques qui peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur les communautés et les environnements. Ils ne sont pas déclenchés par divers facteurs tels que les précipitations intenses, l'érosion, la perte de végétation, les activités humaines, etc. La prévention et la gestion des glissements de terrain sont essentielles pour réduire les risques et les impacts négatifs.

Il est crucial de mener des études approfondies pour identifier les zones à risque et mettre en place des mesures d'atténuation adéquates. Cela comprend la réglementation de la surveillance, la mise en œuvre des techniques de stabilisation, l'amélioration de l'eau, la prévention de la végétation et la responsabilité de l'urbanisme.

Enfin, il convient de souligner que la gestion des glissements de terrain nécessite une approche multidisciplinaire, impliquant des experts en géologie, en ingénierie, en hydrologie, en insti que des décideurs politiques et des organismes de gestion des risques naturels. La compréhension des mécanismes de glissement de terrain et l'adoption de pratiques susceptibles de contribuer à réduire les pertes et à assurer la sécurité des populations vivantes dans des régions exposées à ce risque naturel.

# CHAPTER 02

### II.1. Introduction :

Le calcul des ouvrages géotechniques tels que les fondations, les pentes et les talus a traditionnellement été axé sur la stabilité, en utilisant une approche basée sur la rupture. Cela implique de considérer le sol comme un matériau rigide-plastique, selon le critère de Mohr-Coulomb pour la plasticité parfaite. Bien que cette approche ait été largement utilisée pour calculer la stabilité des pentes, elle nécessite des améliorations pour prendre en compte les déformations prérupture et les comportements non linéaires des sols, tels que l'élasticité non linéaire et l'élastoplastie.

L'émergence des méthodes de calcul numérique, telles que les différences finies et les éléments finis, a permis de trouver des solutions plus réalistes et plus générales en utilisant des modèles rhéologiques et des algorithmes pour résoudre les différents aspects du comportement des sols. Ces modèles, basés sur des approches élastiques non linéaires ou élastoplastiques, permettent de décrire de manière plus précise le comportement des sols. La fiabilité et les performances des algorithmes de résolution dépendent de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence définis.

Dans cette étude, deux logiciels de calcul, Optum G2, ont été utilisés. Ces logiciels sont reconnus pour leur fiabilité et leur capacité à fournir des résultats satisfaisants dans d'autres domaines. Ils ont été choisis en raison de leur flexibilité et de leur performance pour analyser la stabilité des pentes soumises à des charges statiques telles que le poids propre et les surcharges, ainsi qu'à des charges dynamiques telles que les séismes et les vibrations des machines.

De plus, le logiciel Talren a également été utilisé pour vérifier les résultats. Talren est connu pour son utilisation des méthodes classiques de l'analyse géotechnique, telles que les méthodes de Bishop et Fellinus, qui sont largement utilisées dans le domaine. L'utilisation de Talren permet de comparer les résultats obtenus avec les résultats de logiciels Optum G2

### II.2. Présentation du logiciel Optum G2 : [20]

#### II.2.1. Définition optumG2

OPTUM G2 est un logiciel d'analyse par éléments finis pour l'étude de la résistance et de la déformation dans les problèmes géotechniques. Bien qu'il partage certains principes généraux avec d'autres programmes disponibles sur le marché, il se distingue par plusieurs aspects fondamentaux. Par exemple, il offre la possibilité de calculer directement les charges limites ou les capacités portantes sans recourir à une analyse élastoplastique traditionnelle étape par étape. De plus, il permet de déterminer des limites supérieures et inférieures rigoureuses pour la charge limite, ce qui permet d'encadrer la solution exacte dans un intervalle généralement assez restreint. En revanche, lorsqu'un ensemble de charges fixes est donné, il est possible de calculer les limites supérieure et inférieure de la résistance exacte en utilisant un facteur de réduction, c'est-à-dire le facteur par lequel les résistances du matériau doivent être réduites pour provoquer l'effondrement. En plus de ces caractéristiques uniques, OPTUM G2 permet également des analyses plus traditionnelles, telles que l'élastoplastique, l'infiltration et la consolidation étape par étape (K. Krabbenhoft et al. 2016).

## Chapiter02 : AMELIORATION DU CALCUL

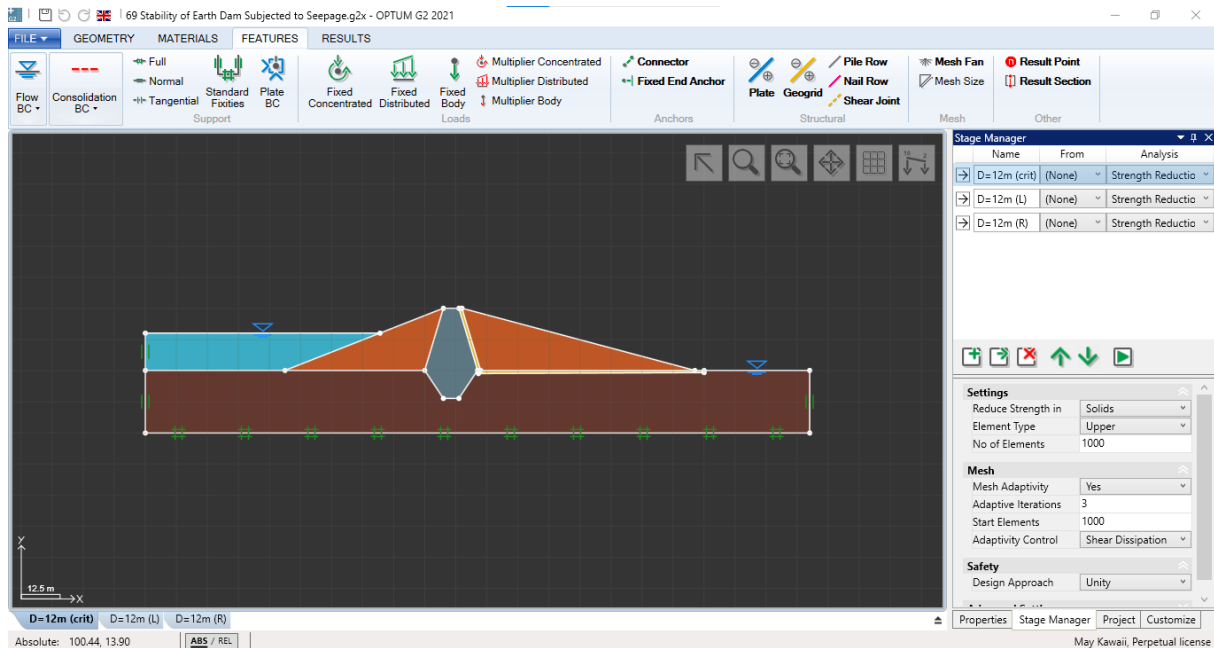


Figure 2.1 : Interface du logiciel OPTUM G2.

### II.2.2. Les fonctionnalités et les types d'analyse d'OptumG2 incluent :

- \_Analyse des limites pour calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur les charges d'effondrement.
- \_Analyse de la réduction de la résistance pour la détermination des facteurs de sécurité basés sur la résistance.
- \_ Analyse élastoplastique pour l'analyse de l'aptitude au service et la construction par étapes.
- \_ Analyse d'infiltration pour écoulement général partiellement saturé.
- \_ Analyse des contraintes initiales pour la détermination des contraintes in-situ sur la base de la pression des terres coefficient.
- \_ Eléments structurels pour la modélisation de murs, ancrages, géotextiles, etc.
- \_ Adaptabilité du maillage pour tous les types d'analyses.
- \_En outre, un certain nombre de matériaux standard avec des paramètres représentant des géomatériaux communs et des éléments structurels sont disponibles.

### II.2.3. Limites supérieure et inférieure :

Les programmes basés sur la méthode des éléments finis conventionnels fournissent des solutions approximatives dont la fiabilité peut être incertaine. Ainsi, le processus de raffinement progressif du maillage est généralement considéré comme une étape incontournable de toute analyse par éléments finis. Cependant, OPTUM G2 propose une alternative à ce processus, souvent long et peu concluant, en permettant le calcul rigoureux des bornes supérieures et inférieures des quantités d'intérêt. Avec ces limites, une estimation précise de la solution exacte et une mesure de l'erreur la plus défavorable sont immédiatement disponibles, et peuvent être affinées en augmentant le nombre d'éléments utilisés.

### II.2.4. Amélioration automatique du maillage adaptatif :

Il est possible d'utiliser la technique de raffinement de maillage adaptatif en tant que partie standard de toutes les analyses. Cette technique, combinée avec la capacité de calculer les limites supérieures et inférieures sur les quantités d'intérêt, offre un moyen puissant d'optimiser la précision tout en minimisant le coût de calcul. Cette fonctionnalité n'est actuellement pas disponible dans les packages existants pour l'analyse des éléments finis en géotechnique.

### II.2.5. Types d'analyses intégrées :

Avant que l'analyse principale ne puisse être effectuée, la plupart des analyses géotechniques nécessitent plusieurs analyses indépendantes préliminaires. Toutefois, dans le cadre de l'analyse principale avec OPTUM G2, ces analyses préliminaires sont effectuées automatiquement. Elles comprennent une analyse d'infiltration basée sur la théorie générale des variables, une analyse de l'écoulement saturé et une procédure de calcul unique de la valeur initiale des contraintes sur la base d'un coefficient de pression spécifié pour le sol.

## II.3. La Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet de résoudre des équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 pour décrire le comportement global d'une structure complexe en utilisant des fonctions simples et paramétrées pour chaque zone du modèle.

Pour ce faire, le domaine d'étude est maillé en zones élémentaires appelées éléments, reliés entre eux par des nœuds. Cette méthode consiste à discrétiser de manière approximative une équation aux dérivées partielles pour obtenir une solution approchée.

Des conditions aux limites sont utilisées pour garantir l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation est réalisée en vérifiant les équations de base en un nombre limité de points (nœuds), permettant ainsi d'obtenir une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée pour chaque élément du problème

### II.3.1 Objectifs du cours de la MEF :

Les compétences nécessaires pour maîtriser la méthode des éléments finis (MEF) incluent la compréhension des idées fondamentales de cette méthode, la connaissance du comportement et de l'utilité de chaque type d'élément, la compréhension du comportement physique du problème à résoudre, la capacité de préparer un modèle EF approprié pour ce problème, ainsi que la connaissance des limites du modèle EF en tant qu'outil numérique.

Il est également important d'avoir des connaissances théoriques pour comprendre le fonctionnement des logiciels de MEF en tant que "boîtes noires" et pouvoir réagir efficacement face aux messages d'erreur éventuels. Enfin, il est recommandé de pouvoir consulter facilement des livres et des ressources en ligne sur la MEF. [21]

### II.3.2. Domaines d'application de la MEF en Géotechnique :

La méthode des éléments finis (MEF) trouve des applications dans trois domaines principaux :

Les problèmes statiques et d'équilibre, qui se caractérisent par un comportement du système invariant dans le temps, trouvent leur application dans divers domaines tels que l'analyse des excavations, la stabilité des talus, la conception de murs de soutènement, l'interaction sol-structure et l'analyse des contraintes dans les sols.

Les problèmes de dynamique et de stabilité (valeurs propres) sont des extensions des problèmes d'équilibre qui visent à déterminer des valeurs spécifiques ou critiques de certains paramètres. Ces applications incluent l'analyse des fréquences et des modes propres des ouvrages enterrés et semi-enterrés, ainsi que des problèmes d'interaction sol-structure.

Et enfin, les problèmes de propagation traitent des phénomènes dont le comportement dépend du temps. Ces problèmes incluent les problèmes de sol-structure dépendant du temps et la propagation de contraintes dans les sols et les roches. [21]

### II.4. Logiciel TALREN [23]

Le logiciel TALREN a été créé en France par la société TERRASOL pour l'analyse de la stabilité des pentes, qu'elles soient renforcées ou non.

Il offre la possibilité d'analyser les types suivants de structures :

- ✓ Les pentes naturelles.
- ✓ Les talus artificiels, qu'ils soient des déblais ou des remblais.
- ✓ Les digues en terre.

En prenant en considération diverses méthodes de renforcement, le logiciel TALREN permet d'étudier les éléments suivants : Tirants précontraints, Clous, Pieux et micropieux, Géotextiles et géogrilles, Terre armée et bandes en polymères, Butons.

TALREN offre la possibilité de calculer le coefficient de sécurité au glissement pour des masses en pente composées d'une ou plusieurs couches de sol, qu'il y ait une présence de nappe d'eau ou non. De plus, le logiciel permet également de prendre en compte l'action sismique en utilisant la méthode des tranches.

Le logiciel TALREN intègre les méthodes de calcul suivantes :

- ✓ Les méthodes de Fellenius et de Bishop pour les ruptures circulaires.
- ✓ La méthode des perturbations pour les ruptures de formes quelconques.
- ✓ Les méthodes de calcul à la rupture en spirales logarithmiques.

# Chapiter02 : AMELIORATION DU CALCUL

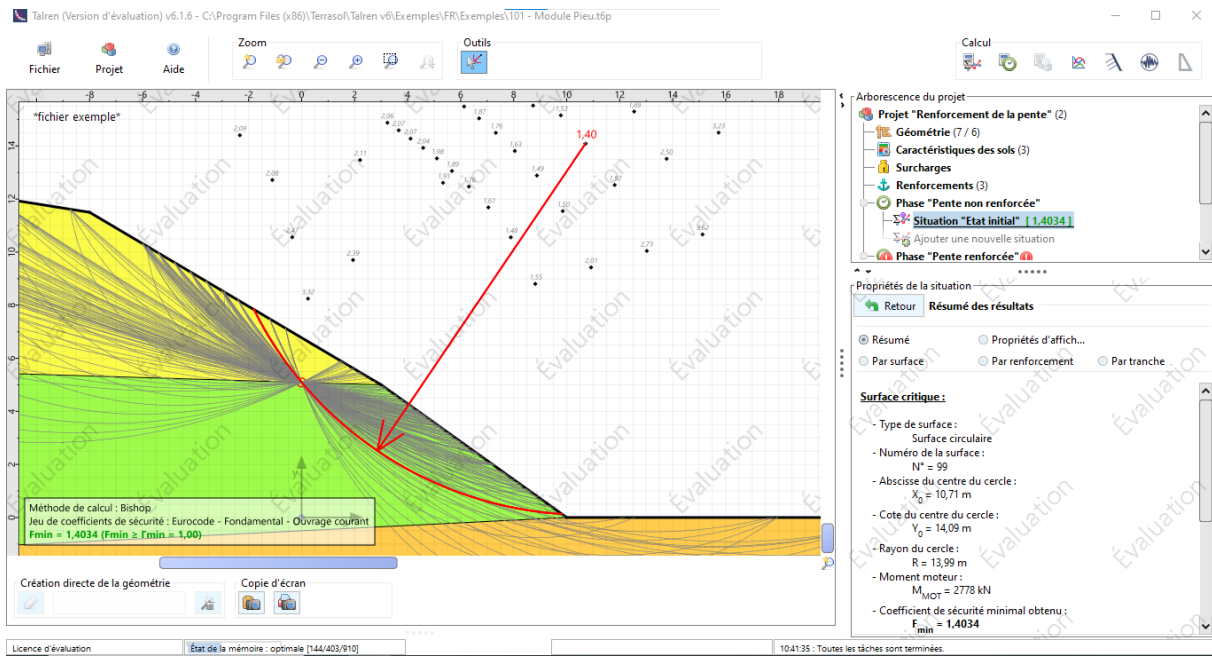


Figure 2.2 : Interface du logiciel TALREN.

**CHAPTER 03**

### III.1. Introduction :

L'analyse de la stabilité des pentes est une discipline essentielle de l'ingénierie géotechnique qui vise à évaluer la capacité des pentes naturelles ou artificielles à résister aux forces potentielles de défaillance.

Les conséquences d'une pente instable peuvent être graves, comme des glissements de terrain, des effondrements ou des dommages aux infrastructures avoisinantes. Afin d'éviter de tels scénarios, il est crucial de mener une analyse approfondie de la stabilité des pentes en utilisant des méthodes et des outils spécialisés. Dans cette étude, nous utilisons le programme optumG2, un logiciel avancé largement utilisé dans l'industrie géotechnique pour évaluer et prédire la stabilité des pentes. Nous examinons les facteurs clés pris en compte lors de cette analyse, tels que les caractéristiques géologiques, l'inclinaison de la pente, la présence d'eau, les charges appliquées et les conditions environnementales. De plus, nous présentons un autre programme utilisé pour comparer les résultats obtenus par optumG2 afin de renforcer la fiabilité de notre analyse.

Cette approche comparative permet d'obtenir une vision globale de la stabilité des pentes étudiées et d'identifier les divergences ou les points de convergence entre les différents résultats. L'objectif de cette étude est de fournir une analyse complète de la stabilité des pentes en utilisant des outils et des méthodes modernes, ainsi que de proposer des recommandations pour assurer la sécurité des zones concernées.

Il est important de souligner que les résultats de l'analyse doivent être interprétés par des experts en géotechnique afin de prendre les mesures appropriées pour prévenir les risques potentiels.

En explorant l'analyse de la stabilité des pentes à l'aide du programme optumG2 et en comparant les résultats à l'aide d'un autre programme, nous espérons contribuer à une meilleure compréhension de ce domaine crucial de l'ingénierie géotechnique et renforcer les mesures de sécurité pour les pentes et les zones environnantes.

### III.2. Etude géotechnique du glissement de terrain:

#### III.2.1. Description du glissement :

Un glissement de terrain s'est produit sur le chemin communal d'Ouled Sidi Mansour, à la limite de la wilaya de Bordj Bou Arreridj en Algérie. Cette situation présente des risques pour les infrastructures et les habitations environnantes. Le glissement de terrain s'étend sur environ 90 mètres de long et de large, menaçant la stabilité de la route et la sécurité des personnes qui l'utilisent.

Cette étude vise à évaluer les causes et les conséquences de ce glissement de terrain, et à proposer des solutions pour réduire les risques associés. L'objectif principal est d'éviter de nouveaux effondrements et de garantir la durabilité du chemin communal d'Ouled Sidi Mansour, qui est crucial pour la population locale.

En analysant les facteurs géologiques, topographiques et environnementaux, cette étude cherche à identifier les principales causes de ce glissement de terrain spécifique. Les informations recueillies serviront à formuler des recommandations techniques appropriées pour stabiliser la zone et prévenir de futurs mouvements de terrain.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

Il est crucial de résoudre ce problème de glissement de terrain afin d'assurer la sécurité des utilisateurs de la route et de préserver l'intégrité de cette infrastructure communale essentielle.



**Figure3.1** : Vue de la route avec la zone ou les instabilités sont visible (Google Earth).



**Figure3.2** : Longueur (90m) de glissement (Google Earth).



**Figure3.3** : Largeur (90 m) de glissement par (Google Earth).



**Figure3.4** : Chemin communal d'Ouled Sidi Mansour

### III.3. Résultats des essais de laboratoire:

Les échantillons ont été extraits des carottes de sondage et soumis à des tests en laboratoire :

\_ **Identification physique** : Teneur en eau ; Limites d'Atterberg ; Analyse granulométrique ; Analyse chimique sommaire.

**Essais mécaniques** : Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande ; Essai œnométrique « Essai de compressibilité » ;

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

**Tableau 2 :** Teneur en eau NA 5209/2017, densité des échantillons NA 5210-1992

Sondage	Profondeur (m)	Masse volumique humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Masse volumique sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau naturelle W (%)	Degré de saturation Sr (%)
SC	4.70-4.90	2.06	1.76	17.37	87.18
	6.70-7.00	2.03	1.74	17.68	81.17
	8.00-8.35	2.03	1.72	18.39	86.65

La valeur de la teneur d'eau W varie entre 17,38-18,39 donc le sol est légèrement humide à humide (Faer N° 06.16). Et le degré de saturation Sr= 87% est élevé (Cordary .D-1994, LCPC).

Les valeurs des densités sèche varient entre  $1,72 < \gamma_d < 1,76$  t/m<sup>3</sup> ce qui à une densité humide varie entre  $2,03 < \gamma_h < 2,06$  t/m<sup>3</sup> • Indiquent que nous sommes en présence d'un sol a une densité moyenne à élever.

**Tableau 3 :** Limites d'Atterberg : NF P 94-051

Sondage	Profondeur (m)	Limite de liquidité LL%	Limite de plasticité LP%	Indice de plasticité IP%
SC	4.70-4.90	49.20	24.38	24.81

**Tableau 4 :** Analyse granulométrique : NA 5232-2007

Tamisat (%)		(100-20) %CAILLOUX	(20-5) % GRAVIERS	(5-0.080) % SABLE	(0.080-0.002) % LIMON	(0.002-0.0001) % ARGILE
SC n°						
SC 02	4.70-4.90	00	00	32	14	52

### b. Essais mécaniques :

**Tableau 5 :** Essai de Cisaillement rectiligne à la boîte de Casa grande NA16218/2006

Sondage N°	Profondeur (m)	Cohésion apparente Cu (bars)	Angle de frat-tement interne $\varphi$ (°)
SC 02	4.70-4.90	0.67	15°
	6.70-7.00	0.91	9°
	8.00-8.35	1.27	9°

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

**Tableau 6 :** Analyse chimique sommaire

Sondage N °	Profondeur (m)	Teneur exprimée en% de poids / au matériau sec	
		Sulfates (mg/1)	Carbonates, caco3 (%)
SC 02	4.70-4.90	279.84	37.24

**Tableau 7 :** Essai oedométrique « Essai de compressibilité » NF XP P94-090-1

Sondage N °	Profondeur (m)	Pression de consolidation Pc (bars)	Coefficient de compressibilité Cc%	Coefficient de gonflement Cg %
SC 02	6.70-7.00	0.61	20.75	2.95

### III.4. L'analyse de la stabilité :

Des analyses de stabilité ont été réalisées pour tous les types des glissements de terrains. Les conditions de stabilité ont été évaluées par l'analyse des surfaces de glissement en arc circulaire. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables. L'analyse de stabilité a pris en considération l'effet d'une surcharge additionnelle de 20 kPa pour simuler la surcharge du trafic sur la chaussée. La stabilité de glissement analysé sous conditions statiques a été aussi vérifiée sous les conditions sismiques.

Les facteurs de sécurité globaux utilisés sont décrits ci-dessous :

- ✓ 1,2 pour l'analyse statique en contraintes effectives.
- ✓ 1,0 pour l'analyse dynamique en conditions sismiques.
- ✓ 1,5 pour l'analyse statique en contraintes totales.

Ces coefficients sont équivalents aux coefficients partiels de sécurité indiqués dans l'Eurocode7.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

### III.5. Après le calculs :

#### III.5.1. Calculs par la MEF (Optum G2) :

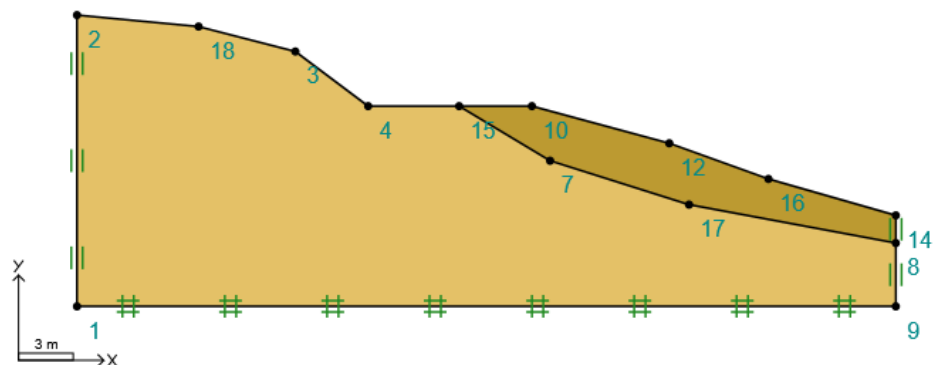
**Tableau 8** : Les caractéristiques géotechnique de la pente étudiée

Couche	Argile marneuse	Marne argileuse
Material Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
E (MPa)	10	1
$\nu$ (-)	0.35	0.33
c (kPa)	8	67
$\phi$ (°)	12	27
kt (kPa)	0	0
$\gamma_{dry}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	17.2
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.2	20.3
$\sigma_0$ (kPa)	0	0
Kx (m/day)	0.001	0.0001
h* (m)	1	1

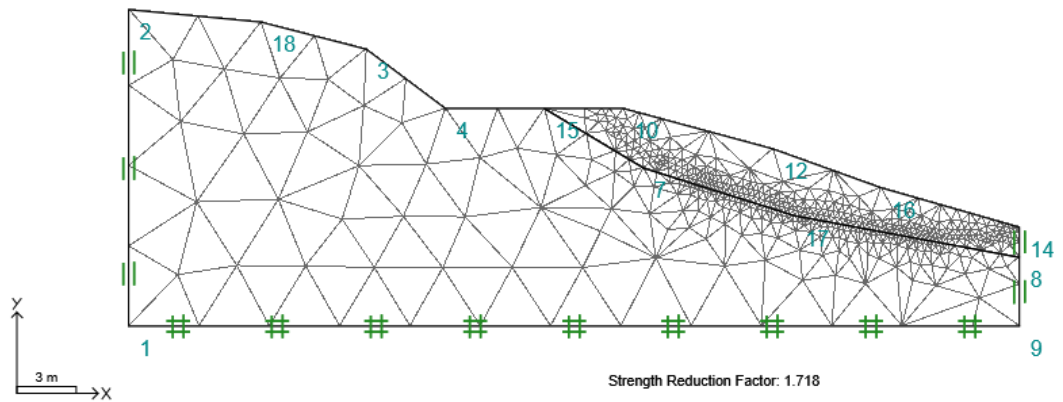
#### III.5.1. L'état initial (état 1) par la méthode de MEF (OPTUM G2) :

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_s=1.5$

- sans la surcharge.
- l'absence de la nappe phréatique.

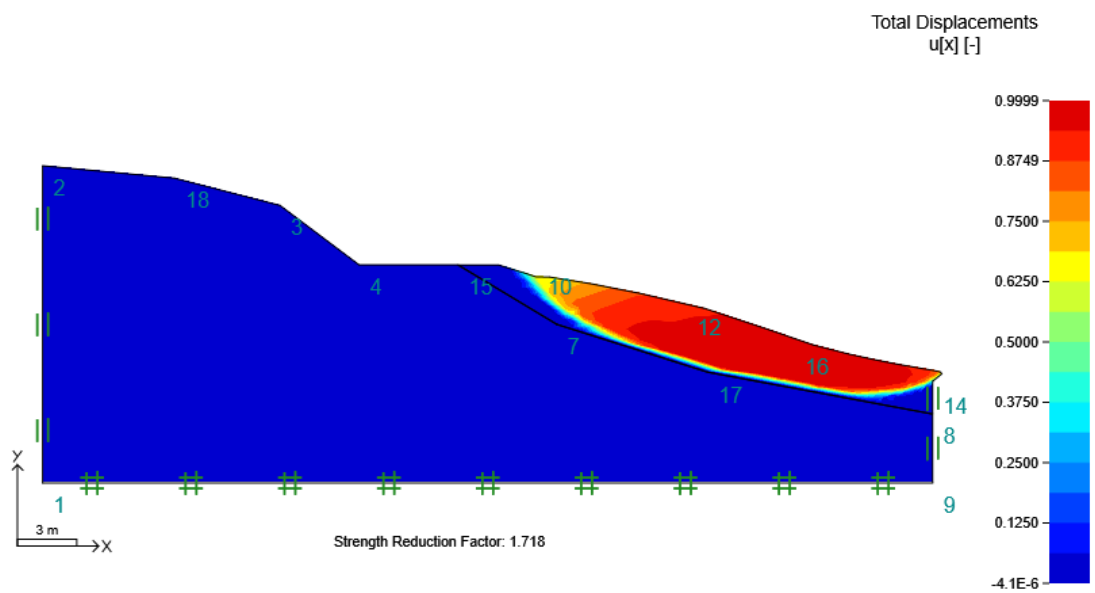


**Figure 3.5** : Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2



**Figure 3.6 :** Résultats de l'analyse numérique du premier état

On trouve  $F_s = 1.72 > 1.5$  : la pente stable.



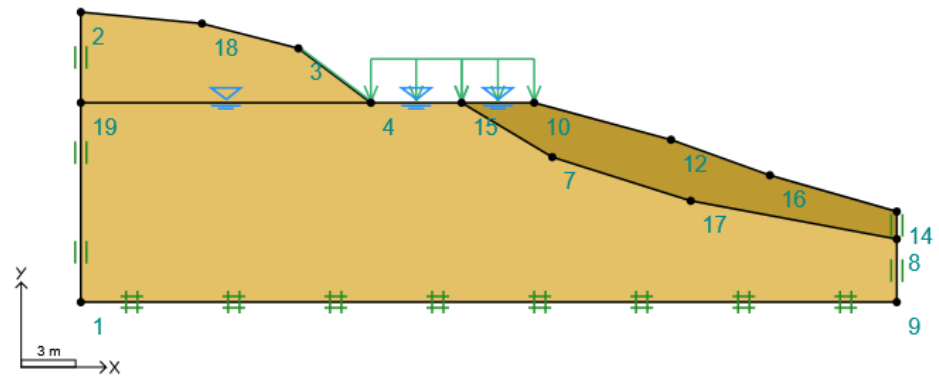
**Figure3.6.1 :** Résultats de l'analyse de déformation du premier état

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

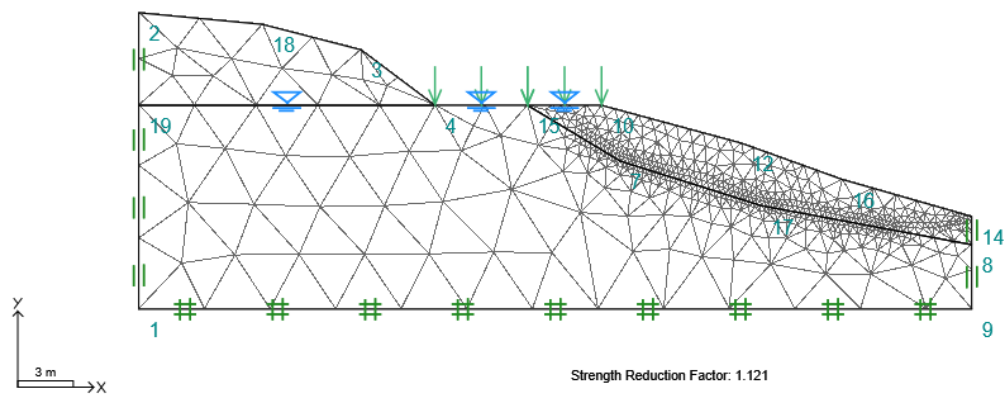
### III.5.2. L'état 2 par la méthode MEF :

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_s=1.2$

- ✓ La présence de : La nappe phréatique et La surcharge ( $20\text{KN}/\text{M}^2$ ).



**Figure 3.7 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 du l'état 2



**Figure 3.8 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état 2

On trouve  $F_s = 1.12 < 1.2$ : le Pente instable.

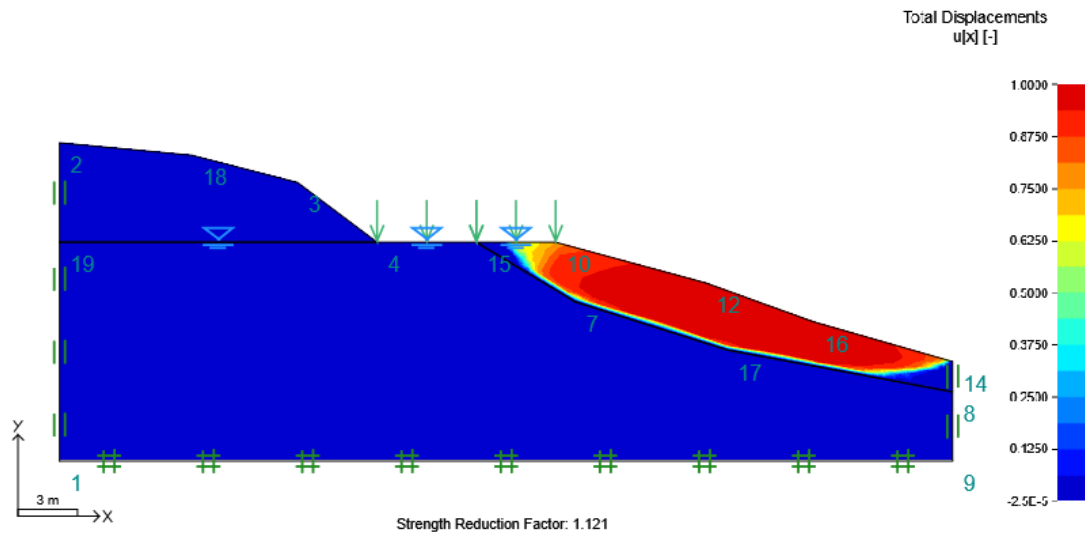


Figure 3.8.1 : Résultats de l'analyse de déformation du l'état 2

## III.5.2. Calculs par la méthode classique (Talren) :

### III.5.3.1.L'état initial (état 1) par la méthode de Bishop:

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_S=1.5$

- ✓ l'absence de la nappe phréatique.
- ✓ sans la surcharge.

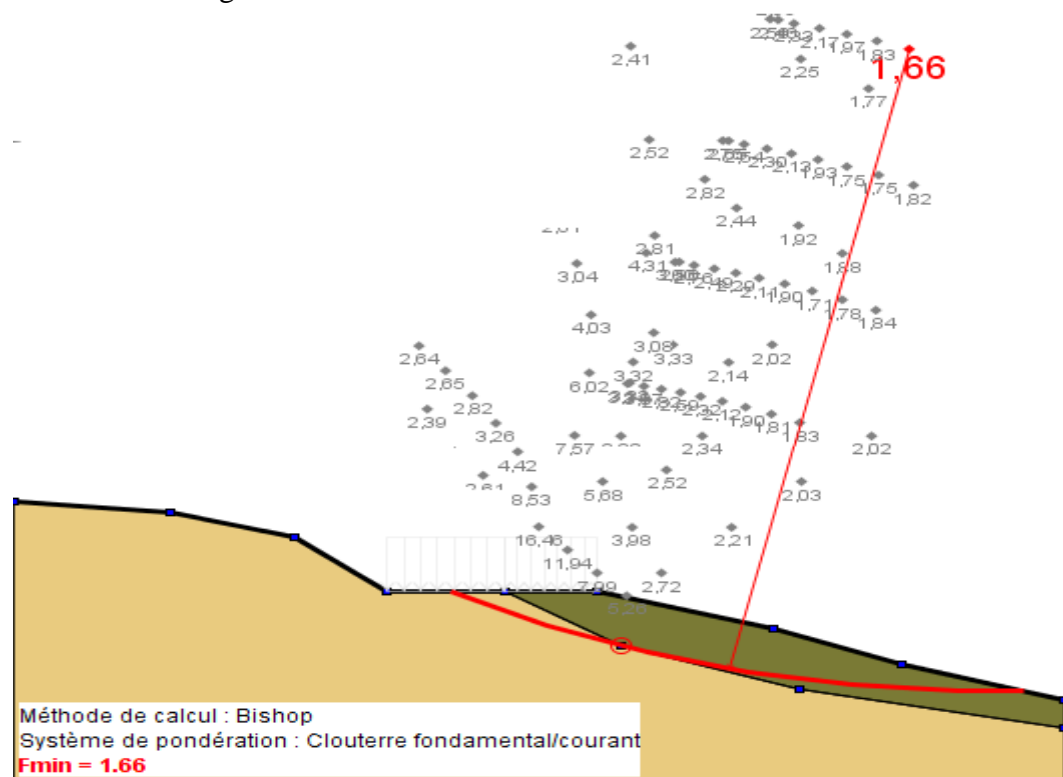


Figure 3.9 : Représentant le cercle de glissement selon Bishop dans l'état 1.

On trouve  $F_s \min = 1.66 > 1.5$  : la pente stable.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

### III.5.3.2. L'état initial (état 1) par la méthode de Fellenius:

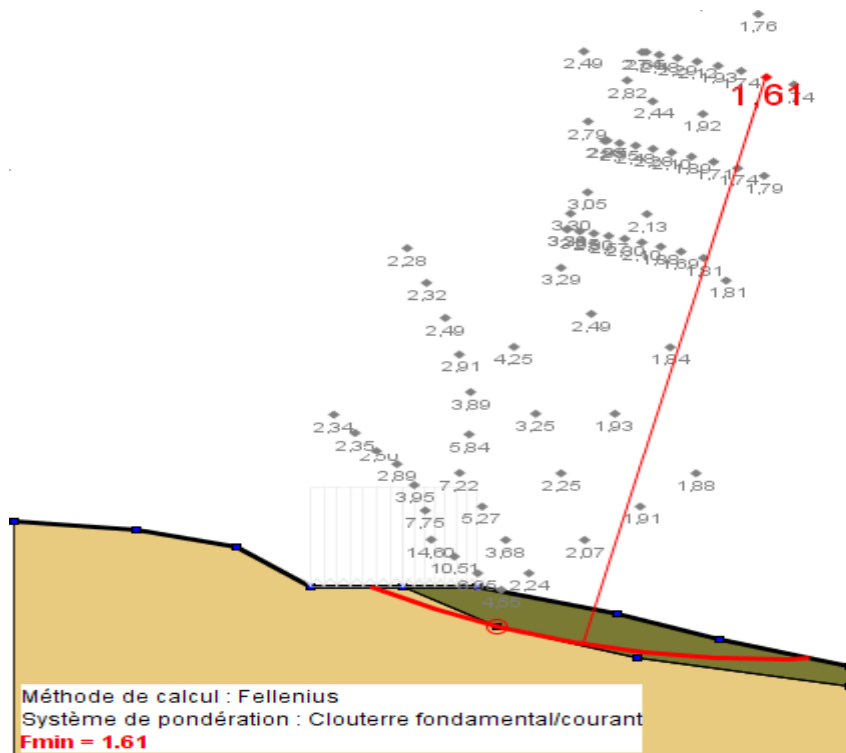


Figure 3.9.1 : Représentant le cercle de glissement selon Fellenius dans l'état 1.

On trouve  $F_s \min = 1.61 > 1.5$  : la pente stable.

### III.5.4. L'état 2 par la méthode de Bishop:

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_s = 1.2$

- ✓ La présence de : la nappe phréatique et La surcharge.

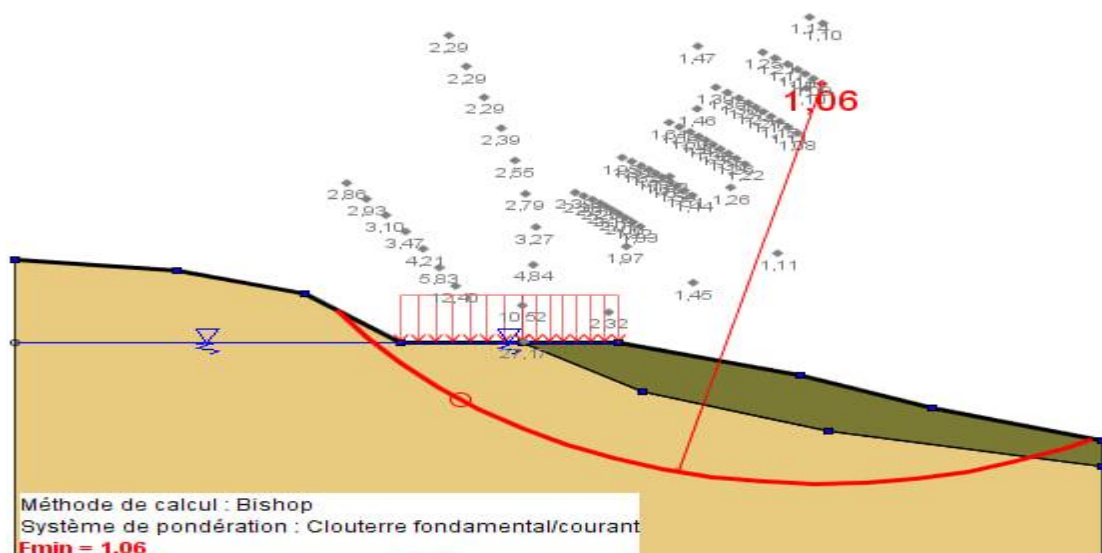


Figure 3.10 : Représentant le cercle de glissement selon Bishop dans l'état 2.

On trouve  $F_s \min = 1.06 < 1.2$  : la pente instable.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

### III.5.4. L'état 2 par la méthode de Fellenius:

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_s=1.2$

- ✓ La présence de : la nappe phréatique et La surcharge.

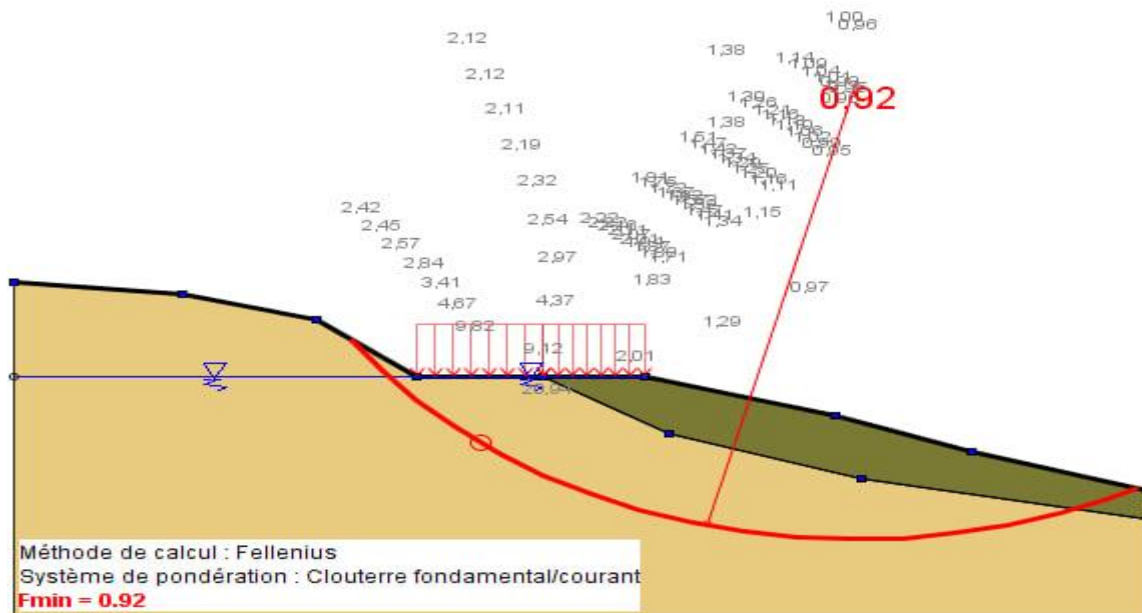


Figure 3.11 : Représentant le cercle de glissement selon Fellenius dans l'état 2.

On trouve  $F_s \text{ min} = 0.92 < 1.2$ : la pente instable.

### III.6. Stabilité d'une pente chargée sismiquement :

Facteurs de sécurité utilisés :  $F_s=1$ .

La stabilité des géostructures sous des charges sismiques est souvent évaluée via ce qu'on appelle une analyse pseudo-statique. Les forces induites par les séismes sont représentées ici par des accélérations de corps qui sont appliquées de manière statique. Habituellement, on considère une situation où l'accélération verticale est maintenue fixe à  $g_v = 9,8 \text{ m/s}^2$  tandis que l'accélération horizontale est augmentée jusqu'à la défaillance. Le rapport résultant entre les accélérations verticale et horizontale,  $k_c = g_h = g_v$ , est appelé coefficient sismique critique. Dans la suite, on considère une pente avec la géométrie indiquée dans la (Figure 3.12).

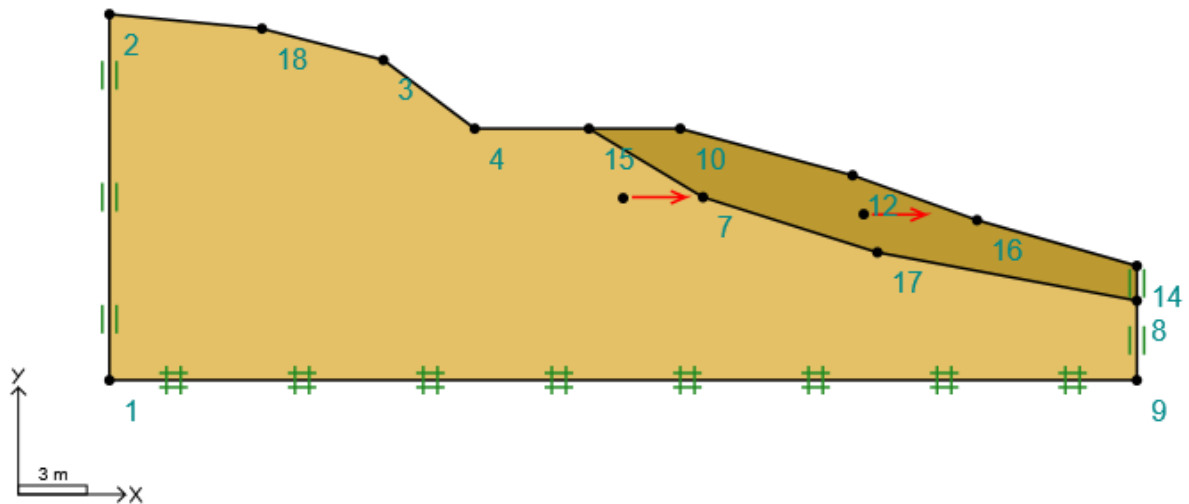


Figure 3.12 : Pente chargée sismique.

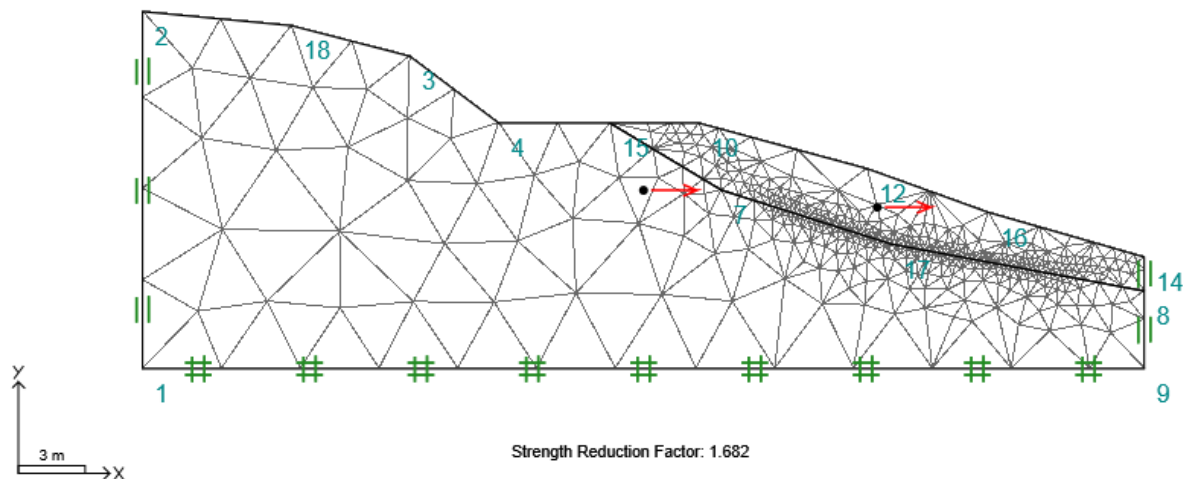


Figure 3.13 : Résultats de l'analyse numérique du l'état Pente chargée sismique.

On trouve  $F_s = 1.68 > 1$  : la pente stable.

Le coefficient sismique  $K_c = 0.16$

Selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99), la wilaya de Msila est située dans la zone sismique n°3.

La valeur du coefficient sismique  $k_c = 0.16$ , conforme aux Règles Parasismiques Algériennes de 1999 (RPA 99) pour la zone sismique n°3, indique que les forces sismiques dans cette zone sont relativement faibles. Cela signifie que les contraintes exercées sur les pentes et les structures sont réduites par rapport à des zones sismiques présentant des coefficients sismiques plus élevés.

Lorsqu'on compare cette valeur avec d'autres résultats de coefficients sismiques, il est important de prendre en compte les spécificités de chaque zone sismique. Par exemple, dans des zones sismiques de niveau plus élevé, les coefficients sismiques peuvent être plus importants, ce qui reflète des forces sismiques plus intenses et des contraintes plus élevées sur les structures.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

---

Dans le cas spécifique de  $k_c = 0.16$  pour la zone sismique n°3 selon les RPA 99, cela suggère que les pentes et les structures dans cette zone doivent être conçues et construites en tenant compte de cette faible intensité des forces sismiques. Cela peut se traduire par des exigences de renforcement et de conception structurelle spécifiques pour assurer la stabilité et la sécurité en cas de séisme.

Il est essentiel de se conformer aux normes et réglementations parasismiques spécifiques à chaque zone pour garantir des structures résistantes aux séismes. Par conséquent, il est recommandé de suivre les recommandations des RPA 99 pour la zone sismique n°3 afin de concevoir et construire des pentes et des structures adaptées à ces conditions sismiques spécifiques.

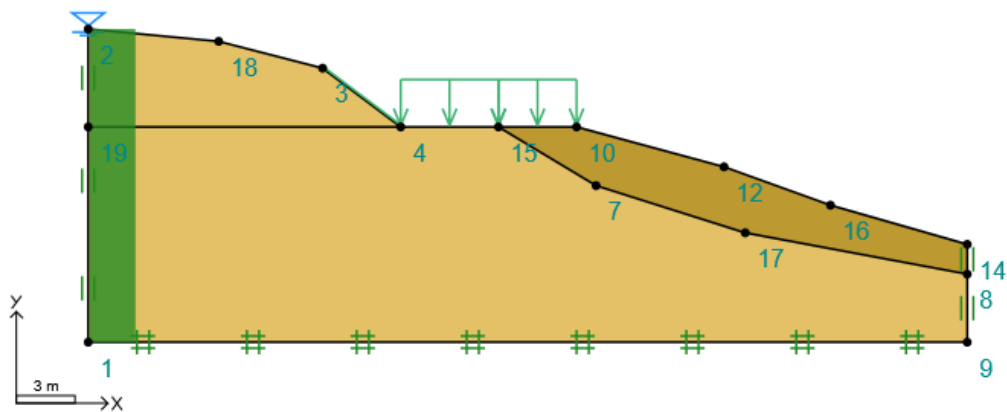
### III.7. Pente soumise à des infiltrations non confinées :

Les infiltrations non confinées sur une pente naturelle peuvent avoir des conséquences néfastes. Elles augmentent la saturation du sol, affaiblissant ainsi sa stabilité. Lorsque le sol est saturé en eau, il devient instable et peut glisser ou s'effondrer, entraînant des mouvements de terrain dangereux.

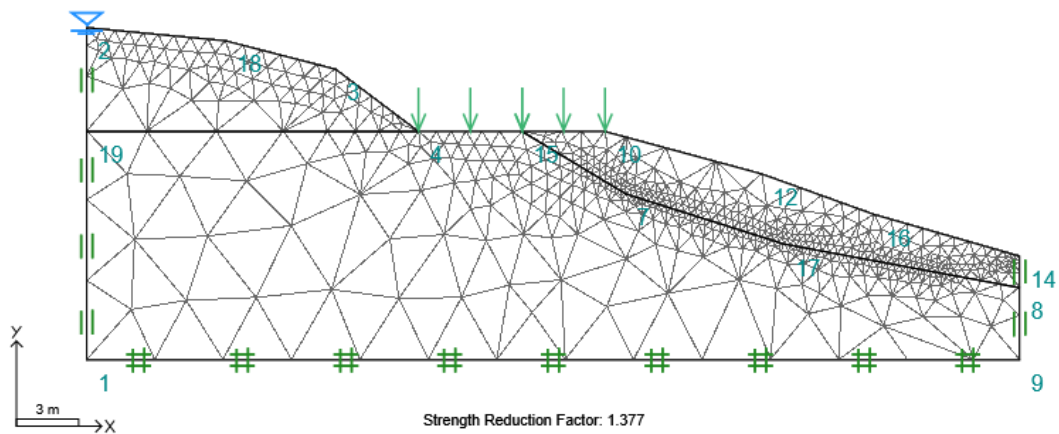
De plus, ces infiltrations peuvent contribuer à l'érosion du sol sur la pente. L'eau qui s'infiltré et s'écoule peut emporter des particules de sol, provoquant ainsi une dégradation de la surface de la pente. Cela peut conduire à des glissements de terrain, des éboulements ou des affaissements.

Pour minimiser les risques liés aux infiltrations non confinées sur une pente naturelle, il est important de prendre des mesures de gestion appropriées. Cela peut inclure des techniques de drainage pour détourner l'eau, des mesures de stabilisation du sol pour renforcer la pente ou des stratégies de gestion des eaux de surface pour réduire le ruissellement et l'érosion.

La gestion des infiltrations non confinées sur une pente naturelle est un processus complexe qui nécessite souvent l'expertise de professionnels tels que des ingénieurs en géotechnique ou des géologues. Ils peuvent évaluer les risques, concevoir des solutions adaptées et mettre en œuvre des mesures de prévention appropriées.



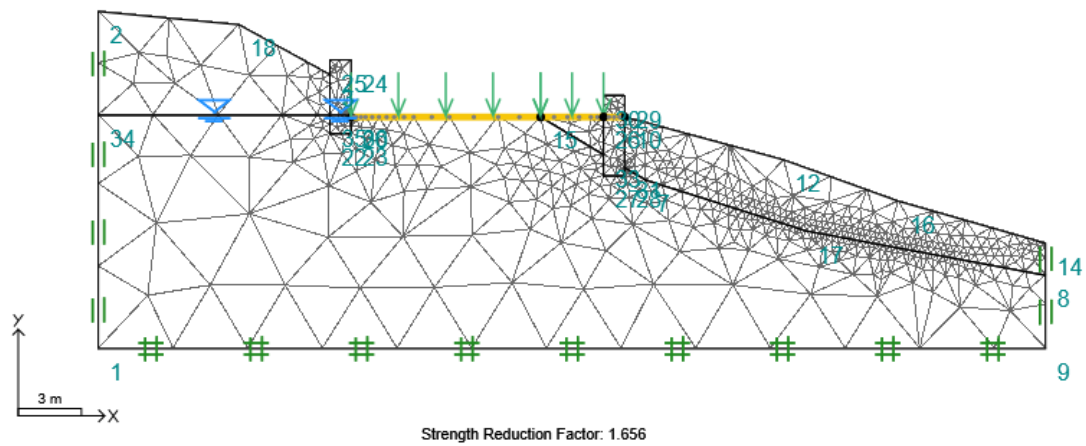
**Figure 3.14 :** Pente soumise à des infiltrations non confinées.



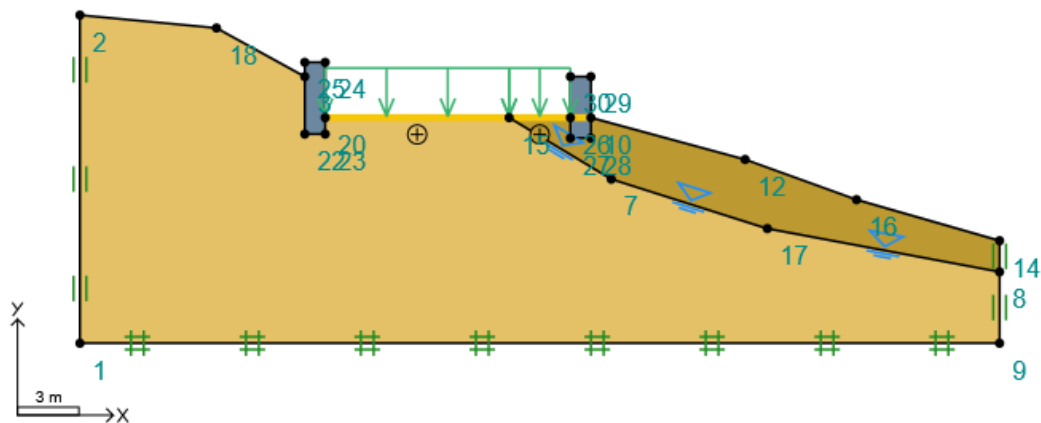
**Figure 3.15 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état Pente soumise à des infiltrations non confinées.

On trouve  $F_s = 1.38 > 1.2$ : le Pente stable.

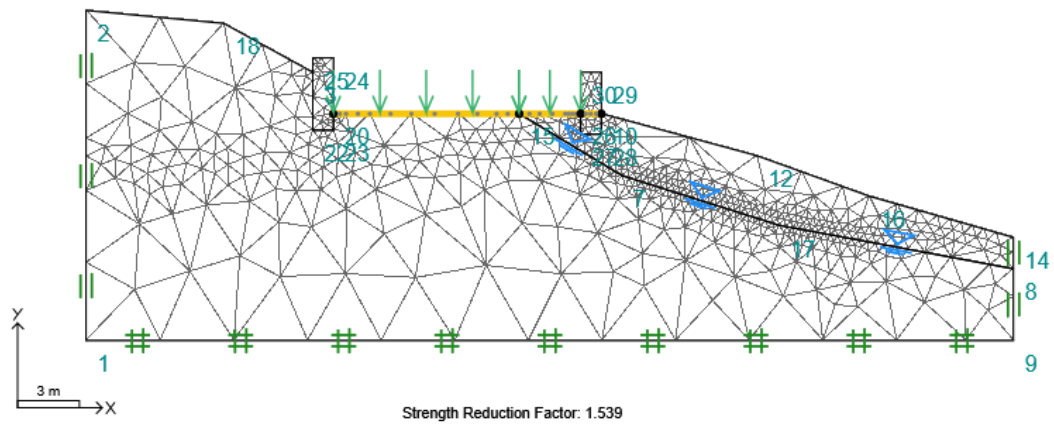




**Figure 3.17 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge ( $20\text{KN}/\text{M}^2$ ) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2

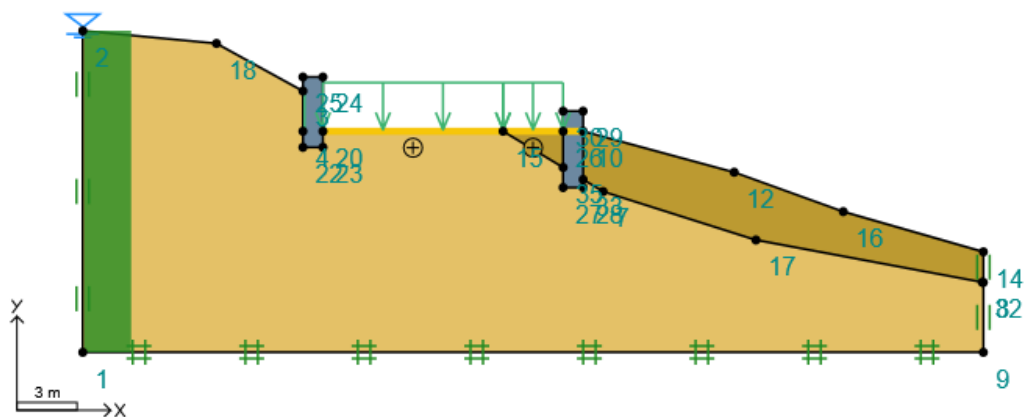


**Figure 3.18 :** Modélisation géométrique dans logiciel OPTUM G2 du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge ( $20\text{KN}/\text{M}^2$ ) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2



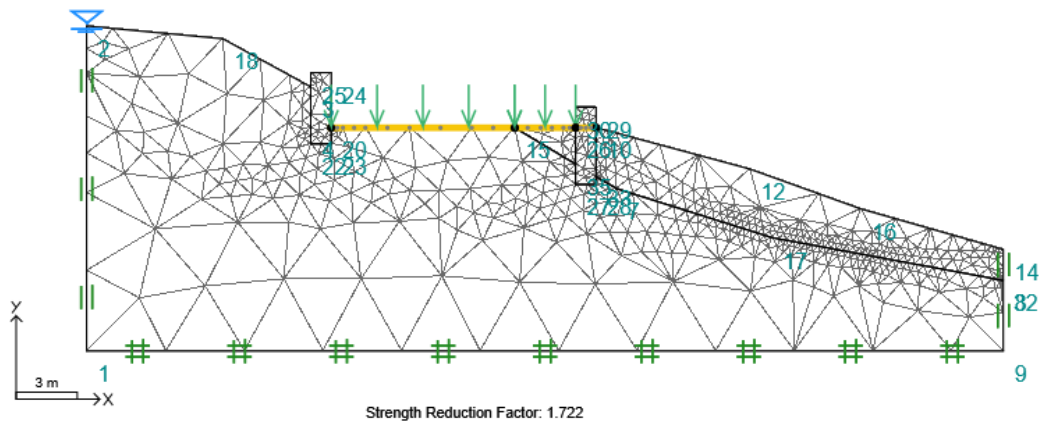
**Figure 3.19 :** Résultats de l'analyse numérique du l'état La présence de : La nappe phréatique et La surcharge ( $20\text{kN/m}^2$ ) d'après confortement et traitement dans logiciel OPTUM G2

On trouve  $F_s = 1.508 > 1.2$ : la Pente stable.



**Figure 3.20 :** Pente soumise à des infiltrations non confinées avec modélisation des solutions proposées.

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité



**Figure 3.21** : Résultats de l'analyse numérique Pente soumise à des infiltrations non confinées avec modélisation des solutions proposées.

**Tableau 9** : Comparer les résultats :

Etat	La surcharge (20KN/M <sup>2</sup> )	La nappe phréatique	Résultat Fs par OPTUM G2	Résultat Fs Par Talren		Résultat Fs Après Confortemen t OPTUM G2	Résultat Fs Après Confortem ent Talren	
				B	F		B	F
1	l'absence	l'absence	1.718	1.66	1.61	/	/	/
2	La présence	La présence	1.12	1.06	0.91	1.665	/	/
3	La présence	La présence Cas filtration	1.377	/	/	1.72	/	/
4	La présence	La présence	1.12	/	/	1.53	/	/
5	La présence	La présence Cas filtration	1.28	/	/	1.54	/	/

## Chapiter03 : Analyse de la stabilité

---

### III.3.8.1. Remarques :

L'eau joue un rôle crucial dans la stabilité des pentes, car elle peut provoquer des glissements de terrain et des éboulements. Voici les principales façons dont l'eau peut affecter la stabilité d'une pente :

**Augmentation de la pression d'eau interstitielle** : Lorsque l'eau s'infiltré dans le sol d'une pente, elle augmente la pression de l'eau contenue dans les vides entre les particules du sol. Cette pression accrue réduit la résistance au cisaillement du sol, ce qui peut entraîner un glissement de terrain.

**Réduction de la cohésion** : L'eau peut diminuer la cohésion du sol, en particulier dans les argiles. La présence d'eau affaiblit la capacité du sol à rester uni, ce qui le rend plus susceptible de se déformer et de se déplacer, provoquant ainsi des glissements de terrain.

**Lubrification des surfaces de glissement** : L'eau peut agir comme un lubrifiant entre les surfaces potentielles de glissement d'une pente. Lorsqu'elle pénètre dans les fractures ou les plans de faiblesse du sol, elle réduit la friction entre les particules du sol, facilitant ainsi le mouvement et augmentant le risque de glissement.

**Érosion** : L'eau peut causer l'érosion des matériaux constituant la pente. Les précipitations intenses ou les cours d'eau qui s'écoulent le long de la pente peuvent emporter les particules de sol, affaiblissant la structure de la pente. Cela peut entraîner un affaissement ou un effondrement de la pente.

Il est important de noter que l'influence de l'eau sur la stabilité d'une pente dépend de divers facteurs tels que la composition du sol, la pente de la surface, les modèles de précipitations et la présence de systèmes de drainage appropriés. Une gestion adéquate des eaux pluviales, y compris par le biais de techniques de drainage et de stabilisation du sol, peut contribuer à réduire les risques associés à l'eau en matière de stabilité des pentes.

# Conclusion générale

## Conclusion générale :

Le travail réalisé au cours de cette étude est divisé en deux parties. La première partie consiste en une synthèse bibliographique. La deuxième partie concerne le traitement et la modélisation des glissements localisés dans le village d'Ouled Sidi Mansour, commune de Maadid. Ces glissements présentent des risques pour les habitations et les structures, ainsi que des difficultés techniques pour leur remédiation.

L'étude des glissements de terrain débute toujours par une étude géotechnique, similaire à tout autre projet. Elle repose sur les observations sur le site, les essais in-situ et les essais en laboratoire. Ces éléments permettent d'obtenir une vue d'ensemble des couches constituant le terrain, ainsi que de leurs caractéristiques, notamment la cohésion et l'angle de frottement. Ces informations nous aident à évaluer la surface de glissement sur laquelle nous nous appuyons pour proposer des solutions de renforcement appropriées.

Dans le calcul de stabilité, les différences entre les résultats de facteur de sécurité, avec un même ensemble de données (géométrie, propriétés du sol), ne dépassent pas 10% pour les deux méthodes utilisées dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius et la méthode globale).

Les techniques de stabilisation relèvent principalement de trois actions principales : les terrassements, les drainages et les renforcements. Il est bien entendu possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le niveau de sécurité souhaité en termes de stabilité.

D'après la comparaison économique entre l'utilisation de pieux, d'une butée de pied et d'un mur en gabion, il est constaté que le renforcement du glissement par un mur en gabion est une technique fiable et avantageuse d'un point de vue économique. De plus, elle est facile à mettre en œuvre et rapide.

En conclusion, l'élaboration d'un dispositif de renforcement pour un glissement de terrain suit les étapes suivantes :

- 1) Identification du type de mouvement.
- 2) Étude de stabilité en utilisant différentes méthodes.
- 3) Sélection de la solution en prenant en compte les contraintes du site, les considérations économiques, les délais, etc.
- 4) Dimensionnement du projet de solution

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] Lambe, T.W. Predictions in soils engineering, Géotechnique, N°23, 1973.
- [2] Levasseur, S. Analyse inverse en géotechnique:développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier – Grenoble I, 2007.
- [3] HADBI, Z., & DJELTI, M. ANALYSE ET CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TALUS (Doctoral dissertation).
- [4] Mila<https://besafenet.net>
- [5] Issaad, F., & Benheniche, L. (2017). Etude De Stabilité Et De Confortement Du Glissement De Terrain Village Ifri Ouzellaguen Bejaia (Doctoral dissertation, Université abderrahmane mira béjaia).
- [6]<https://www.over-view.fr>
- [7] B. Vittecoq,(2014),Analyse critique de la carte de prédisposition aux mouvements de terrain de la DREAL Basse-Normandie. Tranche 3 : Cartographie et modélisation de l'aléa glissement de terrain. Communes de Dives-sur-Mer et Grangues (14),BRGM/RP-63975-FR .
- [9] David Rogers, 1990. Gateway Valley 90/10 Plan. Environmental impact report.
- [8] DJELLABI, A. (2016). Étude du glissement au PK 91+ 100 sur la RN 77 entre El Eulma et Beni Aziz: Analyse des causes et études du confortement (Doctoral dissertation).
- [9] Khemissa, M. (2006). Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Acte des JNGG.
- [10]OUZAID, I. (2014). Stabilisation des Pentes par Inclusions Rigid (Master's thesis).
- [11] calcul en stabilité des pentes, R.M. Faure, ENTPE : [www.scribd.com](http://www.scribd.com).
- [12] Software pour l'Architecture, l'Ingénierie et la Construction : [www.cype.fr](http://www.cype.fr).
- [13] Site : [www.scribd.com](http://www.scribd.com).
- [14] Pr. Baheddi Mohamed.univ batna2
- [15] <https://www.finesoftware.fr>
- [16] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [17] <https://docplayer.fr/18259288-Chapitre-iv-methodes-de-confortement.html>
- [18] <https://chauxetdependances.com/techniques/tranchee-drainante>.
- [19] <https://tremoviter.com>.
- [20] [www.optum.com](http://www.optum.com).
- [21] L'auteur : KADA Abdelhak Université Hassiba Benbouali de Chlef Octobre 2017
- [22] <https://www.abc.net.au/news/2016-11-14/a-landslide-covers-a-section-of-highway-kaikoura/8024368>
- [23] société TERRASOL

# ANNEXES



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**  
Au capital social de 30 000 000 DA  
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 111/2015 à N° 112/15  
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 02/2015/007/002 à N° 11/2015/007/002/001/15  
 Autorisation du ministère du commerce : N° 002/005



---

FC-LAB 4-2
Ver : 00
Du : 02/03/2021
Nbr de page: 1

**PROCES VERBAL**  
**DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS**  
**"Méthode par pesée hydrostatique"**

Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-05

Réf LAB: 25/22/SF/36

Page: 1/1

**Projets** *ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021)  
 ETUDE GEOTECHNIQUE  
 ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID*

**Client** DTP M'SILA

SC/ PUIITS SC 02

Profondeur 4,70-4,90

Date d'essai 12/05/2022

**Expression des résultats**

Echantillon N°	1	2	3	4
Poids humide A	294,1	300,3	280,9	
Poids humide + paraffine B	311,6	320,1	303,1	
Poids paraffine C=B-A	17,5	19,8	22,2	
Poids de matériau dans l' eau D	149,6	152,0	142,3	
Volume paraffine E=C/0,9	19,44	22,00	24,67	
Volume brute F=B-D	162,00	168,10	160,80	
Volume net G=F-E	142,56	146,10	136,13	
Densité humide (t/m <sup>3</sup> ) H=A/G	2,06	2,06	2,06	
	Moyenne			2,06
Densité sèche (t/m <sup>3</sup> )	1,76	1,75	1,76	
	Moyenne			1,76
Teneur en saturation WS %	19,92	20,17	19,67	
	Moyenne			19,92
Degré de saturation SR %	87,68	87,20	86,45	
	Moyenne			87,18

**Etabli par**

LABROUKI





Approuvé par



📍 25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ
☎ +213 31 733 169
☎ +213 550 471 092
✉ lvbeton@yahoo.fr
🌐 www.facebook.com/lvbeton

# ANNEXES

		<b>S.A.R.L LABORATOIRE VOIES &amp; BETON ZEKKOUR</b> Au capital social de 50 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 833/2005 à N° 02/20 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 02/2011, 01/2012, 01/2013 à N° 1/2015, 02/2016, 03/2016 Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2015			
FC-LAB 4-1		Ver : 00		Du : 02/01/2021	
<b>PROCES VERBAL</b> <b>DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUVAJE"</b> (NA 5209-2017)					
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/TE-05		Réf LAB 25/22/SF/36		Page 1/1	
Projets: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID				Client DTP M'SILA	
SC/ PUIITS	SC 02	Profondeur	4,70-4,90	Date d'essai	12/05/2022
Nature du materlaux		ARGILE MARNEUSE		Provenance	NA
Date de prélèvement		NA		Dédestination	NA
<b>Expression des résultats</b>					
Echantillon N°		1	2	3	4
Numéro de la tare		P14	BA	X3	
Poids du récipient m <sub>1</sub> (g)		46,6	47	46,3	
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m <sub>2</sub> (g)		100,3	119,2	110,3	
Poids de l'échantillon humide m <sub>h</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>1</sub>		53,7	72,2	64	
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m <sub>3</sub> (g)		92,3	108,4	101	
Poids de l'échantillon sec m <sub>d</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>		45,7	61,4	54,7	
Poids de l'eau mw = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>		8	10,8	9,3	
		17,51	17,59	17,00	
Teneur en eau W		Moyenne	W% =	17,37	
					
Etabli par			Approuvé par		
LABROUKI 					
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 189 📠 +213 850 471 092 📧 lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbeton					

# ANNEXES

		<b>S.A.R.L LABORATOIRE VOIES &amp; BETON ZEKKOUR</b> Au capital social de 20 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 193/2005 à N° 20/2020 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 02/2010/2020 à N° 02/2020/2020/2020/2020 Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2010			
FC-LAB 4-2		Ver : 00		Du : 02/01/2021	
<b>PROCES VERBAL</b> <b>DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS</b> <b>"Méthode par pesée hydrostatique" (NA 5710-1992)</b>					
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-06		Réf LAB: 25/22/SF/36		Page: 1/1	
Projets: <b>ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021)</b> <b>ETUDE GEOTECHNIQUE</b> <b>ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID</b>				Client: DTP M'SILA	
SC/ PUIITS	SC 02	Profondeur	6,70-7,00	Date d'essai	12/05/2022
<b>Expression des résultats</b>					
Echantillon N°		1	2	3	4
Poids humide	A	298,5	314,4	322,2	
Poids humide + paraffine	B	323,3	345,5	360,0	
Poids paraffine	C=B-A	24,8	31,1	37,8	
Poids de matériau dans l' eau	D	149,6	155,0	158,5	
Volume paraffine	E=C/0,9	27,56	34,56	42,00	
Volume brute	F=B-D	173,70	190,50	201,50	
Volume net	G=F-E	146,14	155,94	159,50	
Densité humide (t/m <sup>3</sup> ) H=A/G		2,04	2,02	2,02	
		Moyenne		2,03	
Densité sèche (t/m <sup>3</sup> )		1,76	1,73	1,73	
		Moyenne		1,74	
Teneur en saturation WS %		19,90	20,83	20,92	
		Moyenne		20,55	
Degré de saturation SR %		81,89	80,01	81,61	
		Moyenne		81,17	
Etabli par: LABROUKI		Approuvé par: 			
					
25, rue Souterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 📠 +213 550 471 092 ✉ lbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbezkkour					

# ANNEXES

		<b>S.A.R.L LABORATOIRE VOIES &amp; BETON ZEKKOUR</b> <small>Au capital social de 30 000 000,00 DA</small> <small>Agrément du ministère des travaux publics : de N° 1132/LVS à N° 02/20</small> <small>Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2019/001/001 à N° 10/2019/001/001/010</small> <small>Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2020</small>					
FC-LAB 4-1		Ver : 00		Du : 02/01/2021		Nbr de page: 1	
<b>PROCES VERBAL</b> <b>DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUVAGE" (NA 5209-2017)</b>							
Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/TE-06		Réf LAB: 25/22/5736		Page 1/1			
<b>Projets</b> ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID				<b>Client</b> DTP M'SILA			
SC/ PUIITS		SC 02		Profondeur		Date d'essai	
				6,70-7,00		12/05/2022	
Nature du matériaux		ARGILE MARNEUSE		Provenance		NA	
Date de prélèvement		NA		Destination		NA	
<b>Expression des résultats</b>							
Echantillon N°		1		2		3	
Numéro de la tare		RG		55		N2	
Poids du récipient m1 (g)		47		47		46,3	
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m <sub>2</sub> (g)		125,5		131		114,2	
Poids de l'échantillon humide m <sub>h</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>1</sub>		78,5		84		67,9	
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m <sub>3</sub> (g)		114,5		119		104,3	
Poids de l'échantillon sec m <sub>d</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>		67,5		72		58	
Poids de l'eau mw = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>		11		12		9,9	
		16,30		16,67		17,07	
Teneur en eau W		Moyenne		W% =		16,68	
Etabli par:		Approuvé par:					
							
							
<small>25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ    ☎ +213 31 733 160    ☎ +218 850 471 062    ✉ lvbeton@yahoo.fr    🌐 www.facebook.com/lvbeton</small>							

# ANNEXES



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**

Azi capital social de 30 000 000 000 DA

Agrément du ministère des travaux publics : de N° 133/0015 011 00123

Agréments du ministère de l'habitat : de N° 06/010, 020, 0310 à N° 02/001, 03002/0100101

Autorisation du ministère du commerce : N° 25/0115



---

FC-LAB 4-2
Ver : 00
Du : 02/01/2022
Nbr de pages : 2

**PROCES VERBAL**

**DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DES ECHANTILLONS**

**"Méthode par pesée hydrostatique" (NA 5210-1992)**

Réf PV: SLVB/22/CO 28-SF/01-25/DEN-07

Réf LAB: 25/22/SF/36

Page: 1/1

*ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021)*

*ETUDE GEOTECHNIQUE*

**Projets** *ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID*



DTP M'SILA

---

SC/ PUITIS	SC 02	Profondeur	8,00-8,35	Date d'essai	12/05/2022
------------	-------	------------	-----------	--------------	------------

**Expression des résultats**

Echantillon N°	1	2	3	4
Poids humide A	398,5	285,4	341,5	
Poids humide + paraffine B	423,6	297,3	358,9	
Poids paraffine C=B-A	25,1	11,9	17,4	
Poids de matériau dans l' eau D	200,4	142,3	172,5	
Volume paraffine E=C/0,9	27,89	13,22	19,33	
Volume brute F=B-D	223,20	155,00	186,40	
Volume net G=F-E	195,31	141,78	167,07	
Densité humide (t/m <sup>3</sup> ) H=A/G	2,04	2,01	2,04	
	Moyenne			2,03
Densité sèche (t/m <sup>3</sup> )	1,73	1,68	1,74	
	Moyenne			1,72
Teneur en saturation WS %	20,77	22,33	20,55	
	Moyenne			21,22
Degré de saturation SR %	86,42	87,35	86,17	
	Moyenne			86,65

**Etabli par**

OUCHEMANE B



**Approuvé par**






---

25, rue Boulterla SMK Constantine DZ
+213 31 733 169
+213 650 471 082
lbaton@yahoo.fr
www.facebook.com/lvbezekkour


# ANNEXES

		<b>S.A.R.L LABORATOIRE VOIES &amp; BETON ZEKKOUR</b> <small>Act capital social de 30 000 000 00 DA          Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2009 à N° 02/20          Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2011, N° 02/2012 à N° 6, N° 07/2012, N° 08, N° 09, N° 10/2012, N° 11, N° 12/2012          Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2015</small>			
FC-LAB 4-1		Ver : 00		Du : 02/01/2021	
				Nbr de pages 2	
<b>PROCES VERBAL</b> <b>DETERMINATION DE LA TENEUR EN EAU "METHODE PAR ETUVAGE" (NA 5209-2017)</b>					
Réf PV: SLVB/22/CD 28-SF/01-25/TE-07		Réf LAB 25/21/SF/36		Page 1/1	
<b>Projets</b> ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID				Client DTP M'SILA	
SC/ PUIITS	SC 02	Profondeur	8,00-8,35	Date d'essai	12/05/2022
Nature du matériaux		ARGILE MARNEUSE	Provenance		NA
Date de prélèvement		NA	Destination		NA
<b>Expression des résultats</b>					
Echantillon N°		1	2	3	4
Numéro de la tare		D20	C41	D74	
Poids du récipient m <sub>1</sub> (g)		46,2	47	48,3	
Poids de l'ensemble (échantillon humide+ récipient) m <sub>2</sub> (g)		144,1	143,2	144,7	
Poids de l'échantillon humide m <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>1</sub>		97,9	96,2	96,4	
Poids de l'ensemble (échantillon sec + récipient) m <sub>3</sub> (g)		129,2	127,5	130,2	
Poids de l'échantillon sec m <sub>d</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>		83	80,5	81,9	
Poids de l'eau mw = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>		14,9	15,7	14,5	
		17,95	19,50	17,70	
Teneur en eau W		Moyenne	W%=	18,39	
Etabli par					
OUCHENANE R 		Approuvé par 			
<small>25, rue Bouteirfa SMK Constantine DZ ☎ +213 81 733 169 📠 +213 550 471 092 📧 lbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbezkkour</small>					



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**

Au capital social de 30.000.000,00 DA  
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2005 à N° 02/20  
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/38-9/369/2010 à N° 07/9-30/712/2017/9  
 Autorisation du ministère du commerce : N° 08/2015



---

FC-LAB 4-4

Ver : 00

Du 02/01/2021

Nbr de page :01

---


**PROCES VERBAL**

**ANALYSE GRANULOMETRIQUE "Par tamisage (NA 5232-2007)" "Par sédimentation (NA 5251-2009)"**

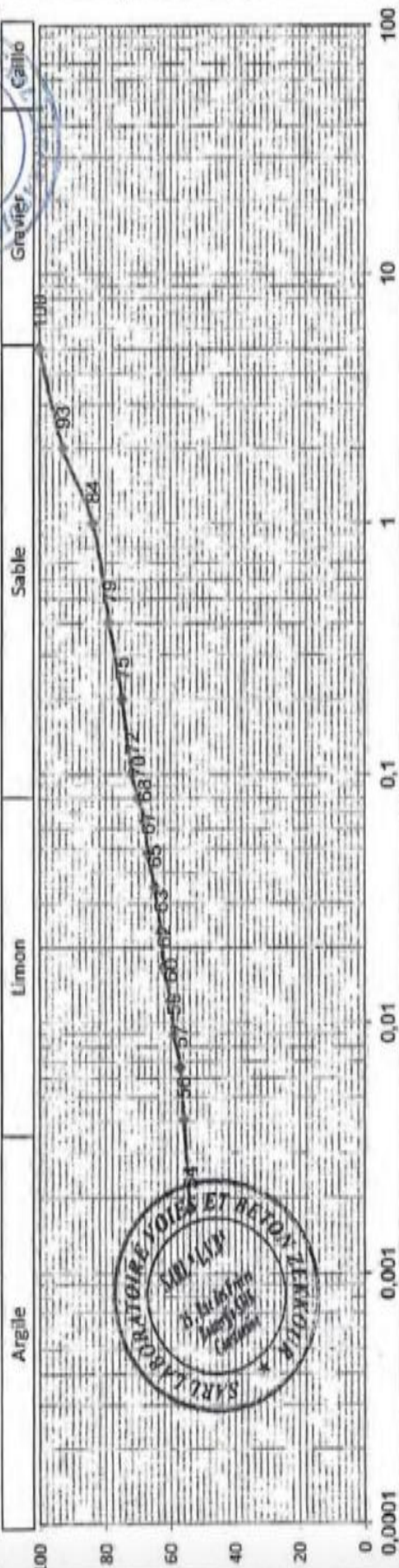
---

Réf PV:	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/GR-02	Réf LAB:	25/22/SF/36	Page 1/1
Projet:	ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID			
Nature du matériau	ARGILE MARNEUSE	Provenance:	SC 02 / prof : (4,70-4,90)	Date prélèvement:
Prélevé par	NA	Dédestination:	NA	Date D'essai:

Client: DTP M'SILA




18/05/2022



Etabli par

**OUCHENANE R**


Approuvé par




---

25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 169 ☑ +213 550 471 052 📠 nbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lrbezkour

# ANNEXES



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**  
 Au capital social de 30 000 000 000 DA  
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 314/2005 à N° 02/22  
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2010/2011 à N° 02/11/2022/2010/21  
 Autorisation du ministère du commerce : N° 05/2011E




---

FC-LAB 4-S
Ver : 00
Du 02/03/2021

## PROCES VERBAL

### LIMITE D'ATTERBERG (NF P 94-051)



Réf PV: SLVB/22/CO-28-SF/01-25/LL-02

Réf LAB: 25/22/SF/36

Page 1/1


**Projet:** ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021)  
 ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE  
 GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT  
 OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE  
 DE 6 KMS COMMUNE MAADID

**Cliant:** DTP M'SILA

Nature matériau :	ARGILE MARNEUSE	Provenance	NA	SC/ PUIITS	SC 02
		Destination:	NA	Profondeur	4,70-4,90
Prélevé par	NA	Date prélèvement:	NA	Date D'essai:	18/05/2022

#### Expression des résultats

ESSAIS N°	Limite de liquidité								limite de plasticité			
	1		2		3		4		1		2	
Numéro de la tare (N°)	W	B1	E3	C7	X3	M5	EJ	P30	D5	MF	d40	Z5
Poids de la tare (g)	47,5	47,5	47,4	47,7	46,7	46,3	47,6	46,1	47,6	47,4	47,3	47,1
Poids Tare + Sol humide (g)	53,1	54,0	55,0	59,0	59,2	58,5	51,4	58,5	50,1	50,5	49,4	49,2
Poids sol humide (g)	5,6	6,5	7,6	11,3	12,5	12,2	3,8	12,4	2,5	3,1	2,1	2,5
Poids Tare + Sol sec (g)	51,2	51,8	52,5	55,2	55,1	54,5	50,2	54,5	49,6	49,9	49,0	49,1
Poids Sol Sec (g)	3,7	4,3	5,1	7,5	8,4	8,2	2,6	8,4	2,0	2,5	1,7	2,0
Pois Eau (g)	1,9	2,2	2,5	3,8	4,1	4,0	1,2	4,0	0,5	0,6	0,4	0,5
Teneur en eau % ( D/E) *100	51,4	51,2	49,0	50,7	48,8	48,8	46,2	47,6	25,0	24,0	23,5	25,1
<b>Moyenne</b>	<b>51,26</b>		<b>49,84</b>		<b>48,80</b>		<b>46,89</b>		<b>24,38</b>			
<b>Nombre de coups</b>	18		24		28		35					





limite

Limite de liquidité (WL%)	Limite de plasticité (WP%)	Indice de plasticité (IP)
49,20	24,38	24,81


**Etabli par** **Approuvé par**

labrouki






25, rue Becheria SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 168 📠 +213 550 471 082 ✉ lbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbezkkour



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**  
 Au capital social de 30 000 000,00 DA  
 Agrément du ministère des travaux publics : de N° 113/2015 à N° 02/20  
 Agréments du ministère de l'habitat : de N° 01/2012/01, 0110 à N° 01/2011/0193/0110, 019  
 Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2012



---

PC-LAB 4-26
Ver : 00
Du 02/01/2021
Nbr de page : 01

## PROCES VERBAL

### CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE "Cisaillement direct" (NA 16218-2006)

Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/CIS-05	Réf LAB	25/22/SF/36	Page 1/1
--------	-------------------------------	---------	-------------	----------

*Client : DTP M'SILA*

*N° Projet : XXX-22-025*

**PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID**

*Sondage n° : 02*

*Type d'essai : UU*

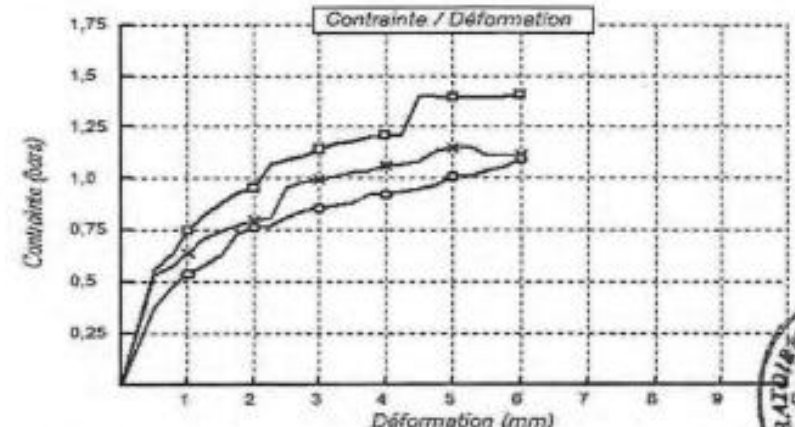
*Profondeur : 06,70 - 07,00*

*Nature : ARGILE MARNEUSE*


*Vitesse de cisaillement : 1 mm/min*

*Date essais : 16/05/2022*

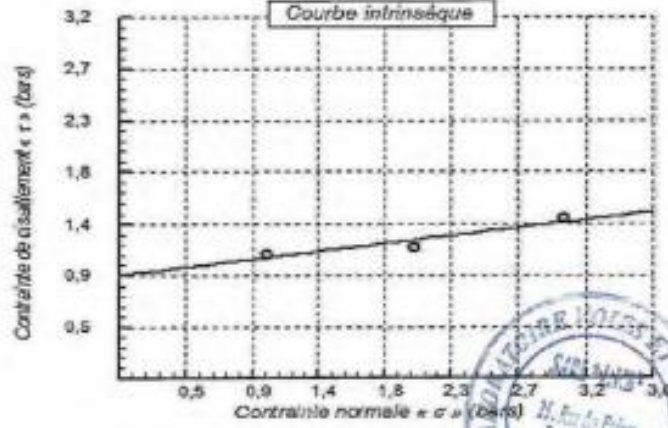
---



- 1,0 bars
- 2,0 bars
- 3,0 bars




---




Cohésion = 0,91 bars  
Frottement = 8,7 degrés

σ<sub>1</sub> = 1,0 bars → τ<sub>1</sub> = 1,09  
 σ<sub>2</sub> = 2,0 bars → τ<sub>2</sub> = 1,15  
 σ<sub>3</sub> = 3,0 bars → τ<sub>3</sub> = 1,40




Etabli par

LABROUKI




Approuvé par




---

25, rue Beuteria SMK Constantina DZ
+213 31 733 169
+213 550 471 062
lvbeton@yaho.fr
www.facebook.com/lvbeton

# ANNEXES



**S.A.R.L LABORATOIRE VOIES & BETON ZEKKOUR**  
Au capital social de 30 000 000,00 DA  
Agrément du ministère des travaux publics : de N° 03/2005 & N° 02/23  
Agréments du ministère de l'habitat : de N° 05/2005, 05/02/05 & N° 06/2005/05/02/05  
Autorisation du ministère du commerce : N° 01/2015



---

FC-LAB 4-26
Ver : 00
Du 02/01/2021
Nbr de page : 01

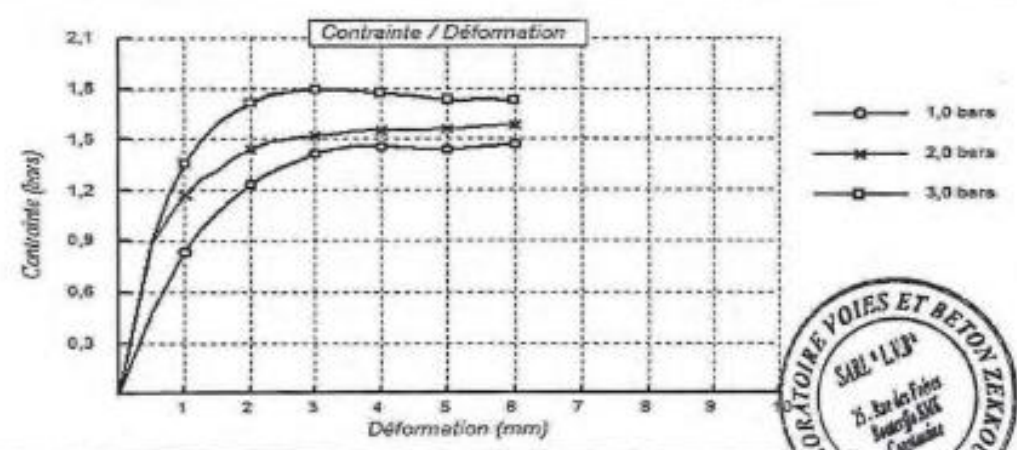
**PROCES VERBAL**  
**CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE "Cisaillement direct" (NA 16218-2006)**

Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/CIS-06	Réf LAB	25/22/SF/36	Page 1/1
--------	-------------------------------	---------	-------------	----------

Client : DTP M'SILA N° Premier : XXX-XX-025  
 PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN  
 DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID

Sondage n° : 02  
 Profondeur : 08,00- 08,30  
 Nature : ARGILE MARNEUSE  
 Date essais : 18/05/2022

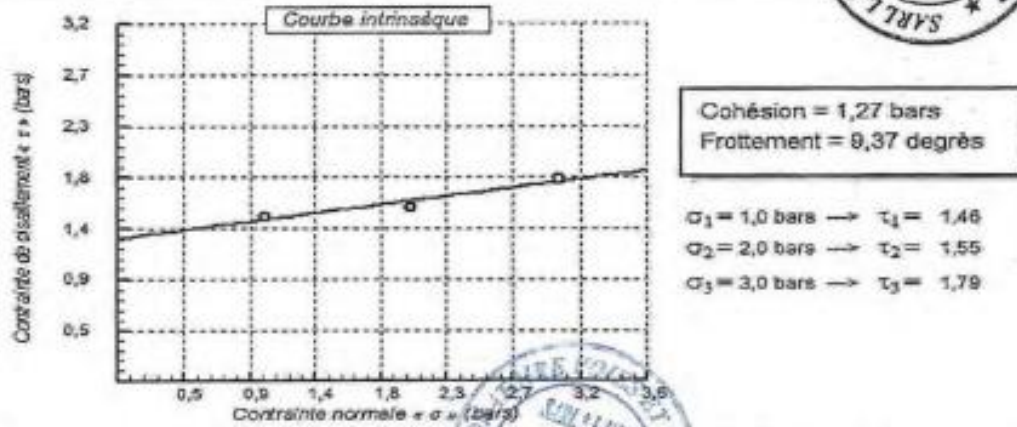
Type d'essai : ULU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/min



**Contrainte / Déformation**

Y-axis: Contrainte (bars) [0.0, 0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5, 1.8, 2.1]  
 X-axis: Déformation (mm) [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9]

Legend:  
 ○ 1,0 bars  
 × 2,0 bars  
 □ 3,0 bars




**Courbe intrinsèque**

Y-axis: Contrainte de cisaillement  $\tau$  (bars) [0.5, 0.9, 1.4, 1.8, 2.3, 2.7, 3.2]  
 X-axis: Contrainte normale  $\sigma$  (bars) [0.5, 0.9, 1.4, 1.8, 2.3, 2.7, 3.2, 3.6]


Cohésion = 1,27 bars  
 Frottement = 8,37 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 1,46$   
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,55$   
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,79$

Etabli par



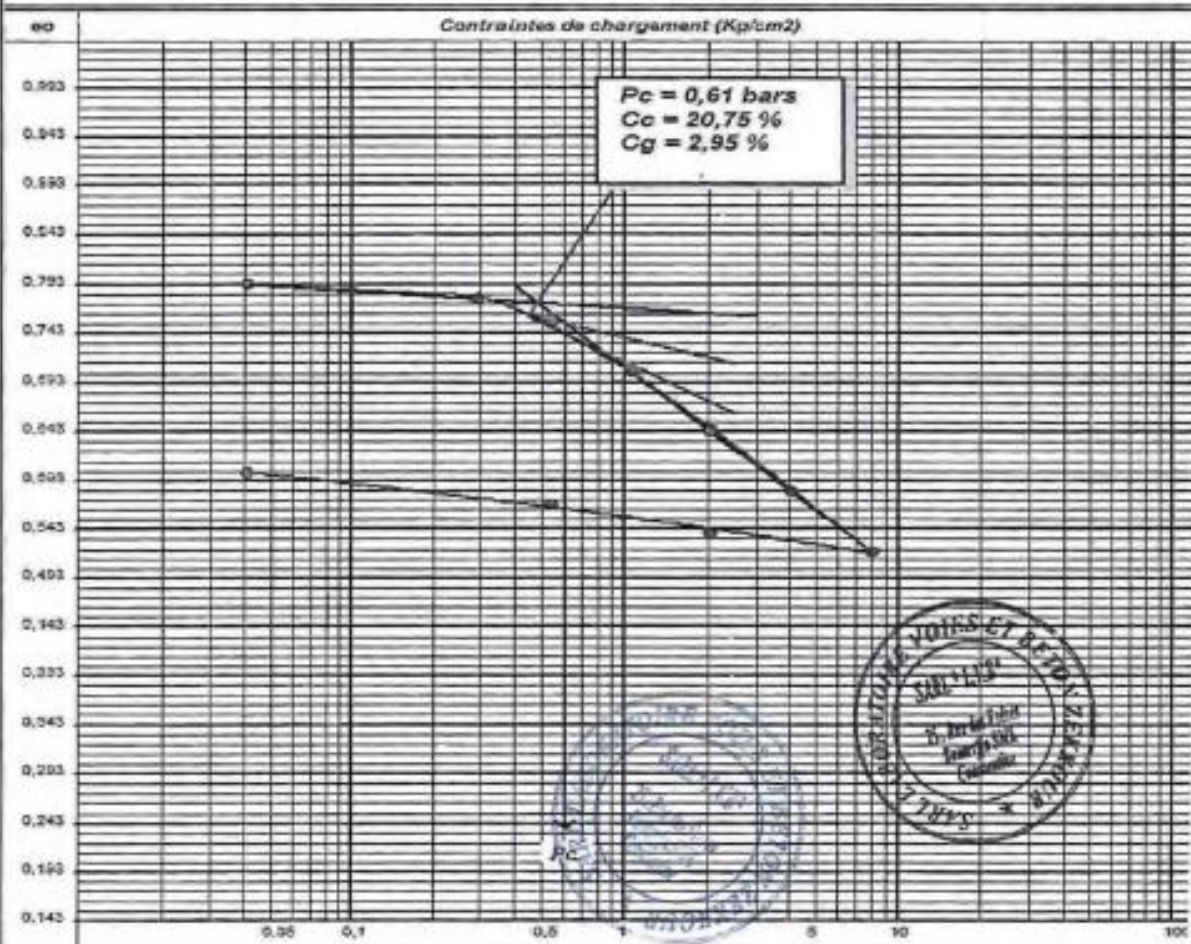
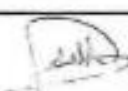
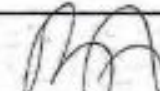
LABROUKI 

Approuvé par



25, rue Boutarfa SMK Constantine DZ
+213 31 733 169
+213 550 471 082
EL l.vbeton@yahoo.fr
www.facebook.com/lvbeton

# ANNEXES

	<b>S.A.R.L LABORATOIRE VOIES &amp; BETON ZEKKOUR</b> Au capital social de 30 000 000,00 DA Agrément du ministère des travaux publics : de N° 133/2005 à N° 01/20 Agréments du ministère de l'Hydraulique de N° 01/2005/2000 à N° 01/2005/2000/2000 Autorisation de ministère du commerce : N° 01/2005		
FC-LAB 4-25	Ver : 00	Du 02/01/2021	N°r de page: 01
<b>PROCES VERBAL</b> <b>ESSAI OEDOMETRIQUE "Essai de compressibilité" (NF XP P94-090-1)</b>			
Réf PV	SLVB/22/CO-28-SF/01-25/OEDO-02	Réf LAB	25/22/SF/36 Page 1/1
Client : DTP M° SILA		N° Projet : XXX-22-025	
PROJET: ENTRETIEN DES CHEMINS COMMUNAUX (TRANCHE 2021) ETUDE GEOTECHNIQUE ETUDE DE TRAITEMENT DE GLISSEMENTS DE TERRAIN DU CHEMIN COMMUNAL RELIANT OULED SIDI MANSOUR ET LIMITE WILAYA BBA SUR LINEAIRE DE 6 KMS COMMUNE MAADID			
Sondage n° : 02 Profondeur : 06,70- 07,00 Nature : ARGILE MARNEUSE Date essais : 17/05/2022			
Contraintes de chargement (Kp/cm <sup>2</sup> )			
			
Etabli par		Approuvé par	
LABROUKI 			
25, rue Bouterfa SMK Constantine DZ ☎ +213 31 733 109 📠 +213 550 471 002 📧 lvbeton@yahoo.fr 🌐 www.facebook.com/lvbeton			